

ARMIERTER BETON.

1910. JULI.

INHALT:

Eisenbetonbau oder Eisenbau? S. 271.

Mitteilungen über einige Nebenuntersuchungen auf dem Gebiete des Betons und Eisenbetons. Von C. Bach und O. Graf (Stuttgart). S. 276.

Beitrag zur Theorie der Vierendeelschen Träger. Von Dipl. Ing. Henri Marcus (Düsseldorf). (Schluß von S. 251.) S. 285.

Galerie im Festsaal des Rathausneubaues zu Dresden. Von Dipl.-Ing. W. Schreck (z. Zt. in Hamburg). S. 293.

Bericht über die zweite Ton-, Zement- und Kalkindustrie-Ausstellung in Baumschulenweg-Berlin (1. Juni—18. Juli 1910). Von Dipl.-Ing. E. Conrad (Berlin). S. 300.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 302.

Mitteilungen über Patente. S. 306. — Verschiedene Mitteilungen. S. 307. — Bücherbesprechungen. S. 307. — Neue Bücher. S. 308. — Berichtigung. S. 308.

EISENBETONBAU ODER EISENBAU?

Auf der diesjährigen Hauptversammlung des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf hielt Herr *Oberingenieur Fischmann vom Stahlwerksverband* einen Vortrag über das Thema: *Die Verwendung von Eisen im Hochbau*. Der Vortrag ist in Nr. 17 und 20 von „Stahl & Eisen“ veröffentlicht worden. Der zweite größere Teil des Vortrages befaßt sich ausschließlich mit dem *Eisenbetonbau*. Die Beurteilung, die die Eisenbetonbauweise dabei erfährt, scheint uns keine vorurteilslose zu sein, die Art und Weise, wie die angeblichen kleinen Mängel der Bauweise gewaltsam konstruiert und mit großer Breite veranschaulicht werden, während die Hauptvorzüge gar nicht oder nur ganz nebenbei erwähnt werden, muß den Anschein erwecken, als sei der Zweck des Vortrages weniger der gewesen, eine objektive Darstellung des Verhältnisses zwischen dem reinen Eisenbau und dem Eisenbetonbau zu geben als vielmehr der, *unter allen Umständen den letzteren gegenüber dem ersteren ungünstig zu beurteilen*. An diesem Eindruck ändert auch nichts die Bemerkung in dem Vortrage, daß er nur dazu helfen soll, eine richtige Begrenzung beider Bauweisen herbeizuführen und jeder von ihnen dasjenige Anwendungsgebiet zu sichern, auf dem sie auf Grund der ihr eigentümlichen Vorzüge besonders am Platze erscheint, *denn die Verfolgung dieses Zieles hätte notwendigerweise zu einer anderen Behandlung des Gegenstandes führen müssen*.

Wenn der *Stahlwerksverband* *Stimmung für Verwendung seiner Träger machen läßt* und hierbei vor allen Dingen dem Wettbewerb des Eisenbetons zu begegnen sucht, so ist das ein Vorgang, der ein besonderes technisch wissenschaft-

liches Interesse nicht beanspruchen kann, vielmehr in das Gebiet der wirtschaftlichen Interessenkämpfe fällt. Der Umstand aber, daß der Vortrag auf der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute gehalten wurde, vor einem *Forum von Sachverständigen*, von denen wir annehmen, daß ihnen in wissenschaftlichem Interesse eine *objektive und unbefangene Darstellung erwünscht ist*, veranlaßt den Deutschen Betonverein, einige Bemerkungen zu den Ausführungen des Herrn Oberingenieur Fischmann zu machen.

Um den Einfluß zu veranschaulichen, den der *Wettbewerb des Eisenbetons auf die Eisenproduktion* ausgeübt hat, führt Herr Fischmann an, daß der Inlandsabsatz an Formeisen von $1\frac{1}{2}$ Millionen Tonnen im Jahre 1906 auf 830 000 t im Jahre 1908 gesunken sei. Ein Teil dieses Rückganges wird auf die rückläufige Konjunktur geschoben, während ein anderer Teil auf die Entwicklung des Eisenbetons zurückgeführt wird. Diese Angabe ist für die Eisenbetonindustrie äußerst schmeichelhaft, denn sie bedeutet ein geradezu glänzendes Zeugnis für die Entwicklung der neuen Bauweise. *Wir* sehen die Verhältnisse etwas *nüchterner* an und glauben, daß nur ein verschwindend kleiner Teil des Rückganges auf den Eisenbetonbau zurückzuführen ist, denn bereits im Jahre 1909 betrug der Absatz schon wieder 1 045 000 t, also annähernd soviel wie im Jahre 1905. Der *hohe Wert* des Absatzes 1906 dagegen ist auf die außerordentlich *günstige*, der *geringe Betrag* des Jahres 1908 auf die außerordentlich *ungünstige Konjunktur* zurückzuführen. Wie in dem Vortrag ausgeführt wird, ist eine Steigerung des Stabeisenabsatzes unverkennbar, den man einschließlich des durch die ungün-

stige Konjunktur bedingten Rückganges *vollständig*, nicht „zum guten Teil“, wie es in dem Vortrage heißt, dem Eisenbeton zu danken hat. Wir sind überzeugt, daß der *Gesamtabsatz an Eisen durch den Eisenbetonbau nicht beeinflusst wird*, daß höchstens eine Verschiebung in den Mengen der einzelnen Produkte entstehen wird. Man wird dies begreifen, wenn man sich das große Anwendungsgebiet vergegenwärtigt, auf welchem Eisen bisher nicht oder nur in untergeordnetem Maße Verwendung fand, der Eisenbetonbau aber *siegreich* eingedrungen ist: Gründungen aller Art, Pfähle, Platten, Brunnen, Futtermauern, Uferbefestigungen, Silos, Ladebühnen und Laderampen, Außenwände und Decken von Gebäuden, Flüssigkeitsbehälter aller Art, Kanäle und Rohrleitungen, Wehrbauten, Talsperren, Schornsteine, monumentale Türme, Eisenbetonbrücken als Ersatz für massive Brücken aus Mauerwerk oder Stampfbeton u. a. Dabei ist die Anwendung des Eisenbetons auf diesen Gebieten zum großen Teil noch im Anfangsstadium der Entwicklung begriffen. Angesichts dieses Umstandes können wir nicht begreifen, wie von seiten der Eisenindustrie der Versuch gemacht werden kann, der Entwicklung der Eisenbetonbauweise bis zu einem gewissen Grade entgegenzuarbeiten. Es mag sein, daß der *Stahlwerksverband*, der vornehmlich an dem Absatz von Trägern ein Interesse hat, die *Steigerung des Stabeisenabsatzes nicht genügend würdigt*. Ursache dies zu tun, haben aber ohne Zweifel die Hütten- und Walzwerke selbst, die an der Erzeugung des einen oder anderen Produktes meist gleichermaßen interessiert sind.

Die Frage, wodurch es dem Eisenbeton gelungen ist, sich so schnell einzubürgern, beantwortet Herr Fischmann dahin, daß die Ursache in einem „zufälligen Zusammenwirken verschiedener Faktoren“, die es der Eisenbetonbauweise schwer machen, ihre „in vieler Beziehung tatsächlich vorhandene Überlegenheit zu beweisen, zu suchen sei und nicht in ihrer unbedingten Überlegenheit in technischer und wirtschaftlicher Beziehung“. Den Schwerpunkt in dem Vergleich zwischen den beiden Bauweisen sieht er in der *Kostenfrage*. Wir tun dies nicht, obgleich gerade hierbei bekanntlich der Eisenbetonbau in den meisten Fällen seiner Anwendung im Wettbewerb das Eisen tatsächlich schlägt. **Die Überlegenheit der Eisenbetonbauweise gegenüber anderen Konstruktionsmaterialien** scheint uns vor allen Dingen begründet zu sein durch die *großen Vorzüge*, die ihn auszeichnen. In erster Linie ist hier zu nennen die **große Sicherheit gegen Gefährdung durch Feuer und Rost**. Das Eisen ist in ungeschütztem Zustande *kein feuersicherer Baustoff*, seine Festigkeit geht bei hohen Temperaturen erheblich zurück, bei *Wärmegraden von 600–800 ° C* geht seine

Tragfähigkeit verloren. Diese Tatsache hat sich bei unzähligen Versuchen sowie bei den großen *Feuersbrünsten* in Amerika (Baltimore, San Francisco, Pittsburg, Chicago) sowie auch bei den *Schadenfeuern* an einzelnen Gebäuden bei uns durchgehends gezeigt: *alle Gebäude mit ungeschützten Eisen und ungenügend mit Hohlziegeln und Terrakotten ummantelten Eisenteilen stürzten ein, auch die Decken aus Doppelt-T-Trägern mit dazwischengestampften Ziegelkappen wurden wegen des ungenügenden Schutzes der Unterflansche der Träger zerstört. Die Eisenträger verbogen sich und schoben die Außenmauern auseinander*. Nur die sorgfältig in Zementbeton eingehüllten Eisenteile und die Eisenbetonkonstruktion hielten dem Angriff der Wärme und des Feuers stand. *Man hat sich daher längst abgewöhnt, das Eisen als feuersicheren Baustoff zu betrachten*, während der Eisenbeton in dieser Beziehung eine von Architekten und Ingenieuren wie von den Bauherren als großen Mangel empfundene Lücke in der Reihe der zur Verfügung stehenden Stoffe ausfüllt. *Die Frage der Feuersicherheit ist aber gerade im Hochbau von solch gewaltiger Bedeutung*, sowohl bei Wohnhäusern, Schulen, Krankenhäusern, Verwaltungsgebäuden, Theatern und anderen Versammlungsräumen, wie auch bei Fabrik-, Geschäfts- und Lagerhäusern, *daß sie allein in den meisten Fällen die Anwendung der Eisenbetonbauweise nicht nur erklärt, sondern sie vielfach geradezu bedingt*.

Ein weiterer großer Vorzug des Eisenbetons gegenüber dem Eisenbau liegt in der **Unterhaltung**, die **wenig oder gar keine Kosten verursacht**. Ein großer Uebelstand einer jeden *Eisenkonstruktion* ist die *Gefahr der Rostbildung*, der nur durch einen sorgfältig in *regelmäßigen Zeitabschnitten* zu erneuernden Anstrich begegnet werden kann. Dadurch entstehen nicht nur unliebsame *Störungen* bei der Benutzung der betreffenden Räume, sondern vor allen Dingen auch ganz *erhebliche Kosten*. Beim *Eisenbetonbau* sind die Eiseneinlagen, wie durch Versuche und vieljährige Erfahrung festgestellt, *sicher und dauernd gegen Rost geschützt*. *Der Beton selbst erhärtet von Jahr zu Jahr mehr*. *Besondere Unterhaltungsarbeiten kommen vollständig in Wegfall*. Dieser Vorzug des Eisenbetons erklärt seine Anwendung in vielen Fällen, wo seine *Anlagekosten* diejenigen des Eisenbaues überschreiten, z. B. bei *Bahnsteigdächern* und *Bahnsteighallen*, *Dachkonstruktionen* in gewissen Fabriken, wo durch die Einwirkung der *Lokomotivgase* in Verbindung mit den *Atmosphärien* oder durch andere *Dämpfe* und *Gase* die *Rostbildung* sehr gefördert wird. Wir sind mit dem Herrn Referenten darin einig, daß man sich beim *Vergleich nicht nur auf die Gegenüberstellung der glatten Ausführungskosten* beschränken darf, sondern auch den *Nebenkosten*,

vor allen Dingen den *Unterhaltungskosten* Rechnung tragen muß. Diese Berücksichtigung wird das Bild noch mehr zugunsten der Eisenbetonbauweise verschieben, als es ohnehin schon der Fall ist. Die Schwierigkeit bei Ausführung von Stemmarbeiten für die Installation von Leitungen können wir *nicht als einen Nachteil ansehen*. Bei einem *guten* Projekte werden die Leitungen vorher disponiert. Ihre Unterbringung macht dann bei der Ausführung in Eisenbeton nicht mehr Schwierigkeiten, als es bei jeder anderen Bauweise auch der Fall ist. Bei *nachträglichen* Änderungen entstehen auch bei Ausführung mit eisernen Trägern Schwierigkeiten und Kosten. Wir wollen es doch nicht einem Baumaterial als Nachteil anrechnen, wenn es der bewußten Zerstörung einen größeren Widerstand entgegengesetzt als ein anderes. Das nachteilige Flickern, Stemmen und Abändern ist stets ein *Mangel des Projektes oder der Ausführung*, der sich nie ganz vermeiden, wohl aber sehr einschränken läßt.

Die Herstellung eines ganzen Bauwerkes aus ein und demselben Material, gleichsam in einem Gusse, die *monolithische Bauweise* des Eisenbeton, bietet *eine große Gewähr für die Sicherheit und den Bestand des Bauwerkes*: alle tragenden Teile, Decken, Träger und Säulen bilden zusammen einen gut ausgesteiften einheitlichen Körper, wodurch die rechnungsmäßig nachgewiesene Sicherheit ganz gewaltig gesteigert wird. Die Steifigkeit wird durch die Ausrundung zwischen Säulen und Trägern noch erheblich vergrößert, so daß auch bei geringer Stärke der Umfassungsmauer die Stabilität gegen seitliche Kräfte gesichert ist.

Die *Herstellung eines ganzen Gebäudes in der erwähnten monolithischen Bauweise bringt meistens eine Verkürzung der Herstellungszeit mit sich gegenüber einem Gemischbau, beispielsweise in Ziegelmauerwerk und Eisen*. Wände, Säulen und Decken werden fast gleichzeitig durch ein und denselben Unternehmer hergestellt. *Das lästige und zu Verzögerungen führende Zusammenarbeiten verschiedener Unternehmer und Handwerker kommt in Wegfall*. Daß in den meisten Fällen hiermit ein Zeit- und Geldgewinn verbunden ist, wird nicht zu bestreiten sein. Gewiß kann auch ein solch monolithisches Gebäude gefährdet werden, wenn „halbe Säulenschnitte“ weggestemmt und mit Gips verschmiert werden. Wir haben bisher nicht erfahren, daß der Eisenbeton in dieser barbarischen, jeder Sachkenntnis spottenden Weise mißhandelt wird, und wundern uns nur, daß das betreffende Bauwerk nicht eingestürzt ist. Die Bauweise scheint also in statischer Beziehung noch viel mehr zu leisten, als selbst ihre wärmsten Freunde ihr zutrauen.

Die in dem Vortrag erwähnte *Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons* ist eine *fast unbegrenzte*. Er läßt sich mit Leichtigkeit allen Verwendungszwecken anpassen und stellt in dieser Beziehung allerdings ein bequemeres Baumaterial dar, als es das Eisen ist. Der Eisenbeton vereinigt außerdem in sich die *statischen Vorteile des Eisenbaues, mit den Vorteilen eines massiven monumentalen Aussehens*. Das Eisen wird mit der Starrheit seiner dünnen Konstruktionsglieder *ästhetischen Anforderungen* nicht in dem Maß genügen können, wie es der Eisenbeton vermag. Der *Eisenstil* in diesem Sinne ist bis heute noch *nicht gefunden* und wird wohl auch nie gefunden werden. Wenn gegenüber früher ein Fortschritt in dieser Beziehung festzustellen ist, so hat sich dieser hauptsächlich in der Richtung bewegt, daß man davon Abstand genommen hat, die Eisenkonstruktion schamhaft zu verdecken, oder ihr einzelne architektonische Zierstücke anzuheften. Heute zeigt man die Eisenkonstruktionen als das was sie sind, als *ingenieurtechnische Nützlichkeitsbauwerke*, die gegebenenfalls den Laien oder Sachverständigen zur Bewunderung der kühnen Leistungen des Ingenieurs hinreissen, *rein ästhetische Empfindungen* aber nicht auszulösen vermögen. Anders ist es bei der *Eisenbetonbauweise*. Hier kann mit Flächen- und Raumwirkung gearbeitet werden. Hier öffnen sich für das harmonische Zusammenwirken des kühnentwerfenden Ingenieurs mit dem künstlerisch tätigen Architekten weite Perspektiven. In derartigen Fällen, bei Monumentalbauten tritt der etwaige Preisunterschied zu Ungunsten des Eisenbetons in den Hintergrund.

Wenn wir uns im Folgenden noch kurz den von Herrn Fischmann erwähnten *Mängeln des Eisenbetonbaues* zu. Es wird in dem Vortrag angeführt, daß es in der *Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen* selbst noch manche *dunkle Punkte* gibt. Solche gibt es allerdings. Aber auch in der Statik der Eisenkonstruktionen gibt es derartige *dunkle Punkte* und zwar unseres Erachtens in noch größerer Anzahl wie im Eisenbetonbau. Nur besteht ein Unterschied darin, daß der Eisenbetonbau von Anfang an bestrebt war, durch umfangreiche und kostspielige Versuche seine „dunklen Punkte“ zu beseitigen, während man dies in gleicher Weise von dem Eisenbau bis vor kurzem nicht sagen konnte.

Die Entstehung und Entwicklung des Eisenbetonbaues fällt in eine Zeit, wo die eben entstandenen und rasch zu großer Blüte gelangten *Materialprüfungsanstalten* die Erkenntnis der Materialeigenschaften auf Grund wissenschaftlich durchgeführter praktischer Versuche in den Vordergrund des wissenschaftlichen Interesses rückten und dadurch den Boden für die glänzende Entwicklung der modernen Technik und der tech-

nischen Wissenschaften schufen. Der Eisenbetonbau hat von seiner Entstehung an von den neuen Einrichtungen Gebrauch gemacht um auf möglichst kurzem und *einwandsfreiem* Wege in das Geheimnis der Wirkungsweise der neuen Verbundkonstruktion einzudringen. Die „Theorie“ folgte der Praxis und baute sich auf dieser auf; sie hatte verschiedene Wandlungen durchzumachen, um dem jeweiligen Stand der versuchs-technischen Ergebnisse gerecht zu werden. Daß diese Entwicklung noch nicht abgeschlossen ist, ist einleuchtend; bekanntlich entfalten die Ingenieure und Gelehrten fast aller Kulturvölker gerade auf diesem Gebiete eine noch nie dagewesene Emsigkeit. Die Theorie steht heute, mag sie auch „dunkle Punkte“ noch enthalten, auf dem sicheren Boden der versuchstechnischen Erforschung und nur hieraus erklärt es sich, daß der Eisenbetonbau trotz seines jugendlichen Alters sich heute an Aufgaben heranwagen kann, die an Kühnheit und Schwierigkeit von den Eisenkonstruktionen kaum übertroffen werden.

Die Entwicklung des Eisenbaues war eine wesentlich andere. Ihm standen an der Wiege nicht die Hilfsmittel zur Verfügung, die oben erwähnt sind. Auf mehr oder weniger rein mathematisch physikalischem Wege mußte man eine Theorie aufbauen, die zwar exakt in ihrer Entwicklung, keinen Nachweis für ihre Übereinstimmung mit der Wirklichkeit erbringen konnte. Als dann später die Materialprüfungsanstalten aufkamen, war die Theorie bereits zu einem Dogma geworden, an dem zu rütteln niemand einfiel.

Wie nötig dem Eisenbau die Durchführung praktischer Versuche tut, erhellt am besten aus den Versuchen, die Herr Baudirektor von Buch über die wirkliche Tragfähigkeit von U-Eisen durchgeführt hat. Die Versuche sind veröffentlicht in der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, Jahrgang 1909 Seite 1790, Jahrgang 1910, Seite 382, und haben bewiesen, daß die tatsächliche Widerstandsfähigkeit von U-Eisen bedeutend geringer ist, als die berechnete und zwar beträgt das Weniger der Widerstandsfähigkeit gegenüber der Rechnung beispielsweise im Falle der Belastung in der Ebene der senkrechten Hauptachsen 8 bis 34% bei Profilen 10 bis 30. Wer hat in die Richtigkeit und Zulässigkeit der Berechnung dieser Träger, die zu den elementaren Kapiteln der technischen Mechanik gehört, Zweifel gesetzt? Was für Überraschungen wird man erst erwarten müssen, wenn Versuche mit größeren Nietkonstruktionen durchgeführt werden!

Es ist daher sehr zu begrüßen, daß der Verein deutscher Brücken- und Eisenbauanstalten neuerdings mit erheblichem Geldaufwand größere systematische Versuche mit Eisenkonstruktionen durchführen läßt. Die „dunklen Punkte“ werden dann in die Erscheinung treten und die Möglich-

keit zu ihrer Beseitigung gegeben sein. Die Eisenindustrie holt hierdurch etwas nach, was sie unseres Erachtens früher schon hätte tun sollen.

Unsere Erkenntnis von den inneren Spannungen und der wirklichen statischen Wirkungsweise der Konstruktionen wird immer bis zu einem gewissen Grade Stückwerk bleiben. Wir werden uns stets damit begnügen müssen, wenn die Ergebnisse und Erfahrungen der Versuche und der praktischen Anwendung die Richtigkeit der theoretischen Betrachtungen und der hierbei gemachten Voraussetzungen bestätigen. Daß dies beim Eisenbetonbau mindestens in demselben Maße zutrifft, wie beim Eisenbau, dürfte der obige Hinweis auf die Entwicklungsgeschichte des Eisens und des Eisenbetons dargetan haben.

Die Tatsache, daß es doch allmählich eine ungeheure Anzahl von Eisenbetonbauwerken aller Art gibt, welche den Beanspruchungen, für die sie gebaut sind, vollkommen Widerstand entgegenzusetzen und dies sogar auch dann noch tun, wenn die Beanspruchung die Grenze erreicht oder gar übertrifft, für welche die Bauwerke berechnet worden sind, muß auch dem Laien zur Genüge beweisen, daß die Eisenbetonbauweise trotz der „dunklen Punkte“ an Standfestigkeit und Sicherheit keiner anderen Konstruktionsart nachsteht, sondern dieselben gerade hierin, wie schon oben erläutert, fast durchweg übertrifft. Der Sicherheitsgrad der Eisenbetonbauwerke vergrößert sich noch im Laufe der Jahre durch die fortschreitende Festigkeitszunahme des Betons, während bei Eisenbauausführungen die Sicherheit nicht zu-, sondern höchstens abnehmen kann. Die größere Masse des Eisenbetons schützt ihn gegen die Formänderung zweiter Ordnung und die dadurch bedingten Nebenspannungen. Das größere Eigengewicht und die monolithische Bauweise befähigt ihn, sowohl den statischen Wirkungen, wie auch den dynamischen Einflüssen einen größeren Widerstand entgegenzusetzen, als dies eine Eisenkonstruktion vermag.

Es ist uns kein Fall bekannt geworden, in welchem die richtige Anwendung der amtlich vorgeschriebenen und heute überall üblichen Berechnungsweise dem betreffenden Bauwerk nicht die nötige Sicherheit gegeben hätte. Wo in vereinzelten Fällen ein Eisenbetonunfall auf eine falsche Berechnung zurückzuführen war, war die letztere immer derart, daß sie auch bei jedem anderen Baumaterial den Einsturz herbeigeführt hätte.

In dem Vortrag wird dann noch ausgeführt, daß es sehr schwierig sei, die Ausführung mit der Annahme der Rechnung in Übereinstimmung zu bringen. Wir müssen dem widersprechen. Bei einer normalen Ausführungsweise, — und eine solche müssen wir doch bei einem Vergleich mit dem Eisenbau voraussetzen — werden die Voraus-

setzungen der Rechnung bei der Ausführung ebenso erfüllt, wie bei einer Eisenkonstruktion. Die Eisen an die Stelle zu legen, wohin sie gehören, erfordert tatsächlich nur die bei jeder Bauausführung erforderliche und übliche Sorgfalt. Und selbst wenn einmal bei einer *schlechten* Ausführung, anstatt des geforderten Abstandes der Eisen von 1 cm vom Rande $3\frac{1}{2}$ cm vorhanden sind, und demzufolge bei der rechnermäßigen Spannung von 40 kg für den Beton und 1200 kg für das Eisen, 60 kg bzw. 1535 kg entstehen, so würde dadurch die betreffende Decke noch keineswegs gefährdet sein. Wir sind überzeugt, daß derartige Eisenbeanspruchungen bei Eisenkonstruktionen infolge des Mangels seitlicher Steifigkeit, durch Torsion und exzentrische Anschlüsse von Blechen usw. in den meisten Fällen eintreten. Die Vernachlässigung der Zugspannungen des Betons bildet außerdem einen weiteren Sicherheitsfaktor. Aus welchem Grunde die Feststellung schwierig sein soll, ob die verwendeten Rundeisen 10 oder 11 mm Durchmesser besitzen, ist uns nicht recht erfindlich. Es wäre ein betrübendes Zeugnis für die Walztechnik, wenn man mit einer solch großen Abweichung von der genauen Kalibrierung rechnen müßte. *Tatsächlich ist dies auch nicht der Fall.* Die Gefahr, daß infolge ungenauer Walzung der Rundeisen zu wenig Eisen in die Konstruktionen kommt, ist so gut *wie ausgeschlossen*, da erfahrungsgemäß die Eisen infolge Abnutzung der Walzen beim Walzprozeß in den meisten Fällen in einer *etwas größeren Stärke geliefert werden.*

Endlich müssen in dem Vortrag die *wechselnden Eigenschaften des Betons* herhalten, um die Eisenbetonbauweise als eine bis zu einem gewissen Grade unsichere erscheinen zu lassen. Man weiß in der Tat, daß sich nichts weniger gleich, als ein Beton dem anderen, aber wir wissen auch, daß den Schwankungen in der Festigkeit *bestimmte Ursachen* zugrunde liegen. Eine *bestimmte Betoneigenschaft* ist das Ergebnis *bestimmter Vorbedingungen.* Die *weitgehende Kenntnis des Betons und seiner Eigenschaften*, die auf Grund zahlreicher wissenschaftlicher Versuche, wie durch die jahrzehntelange weitgehende Anwendung im Bauwesen gewonnen ist, ist heute, wie wir wohl sagen dürfen, so ziemlich *Gemeingut aller*, die sich mit ihm zu beschäftigten haben. Man weiß heute genau und kann es durch Versuche feststellen, welche Festigkeitseigenschaften des Betons man bei Verwendung bestimmter Rohstoffe und bei einer bestimmten Aufbereitung erreichen kann. Es ist *nicht richtig*, wenn gesagt wird, daß die Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des Betons erst *nach* Verarbeitung zur Konstruktion möglich ist. Die vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton im Jahre 1908 herausgegebenen „Allgemeinen Bestim-

mungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton“ besagen hierüber: Der Unternehmer ist, wenn ihm die freie Wahl der Baustoffe überlassen bleibt, *verpflichtet*, auf Anfordern des Bauherrn oder der Baupolizeibehörde zur Ergänzung seiner Eingabe, *und, zwar in der Regel vor Beginn der Bauarbeiten, den Nachweis zu erbringen, daß die vorgesehenen Mischungen mit den vorgesehenen Baustoffen und der vorgesehenen Verarbeitungsweise die verlangten und gewährleistenden Druckfestigkeiten ergeben.* In der Erläuterung heißt es dann: „Zur Beibringung des Nachweises durch Druckversuche mit 28 Tage alten Probewürfeln aus den vorgesehenen Baustoffen bedarf es in der Regel einer Zeit von mindestens 5—6 Wochen. Häufig wird eine solche Frist zwischen der Ausschreibung und der Eingabe der Angebote oder der Zuschlagserteilung nicht zur Verfügung stehen. In derartigen Fällen wird unter Umständen schon ein *Druckversuch mit 14 Tage alten Betonwürfeln einen Schluß auf die nach 28 Tagen zu erwartende Festigkeit gestatten; außerdem muß aber der Nachweis mit 28 Tage alten Probewürfeln erbracht werden.*“ Außerdem ist *während der Ausführung festzustellen*, daß mit der verarbeiteten Betonmasse die erforderliche und gewährleistende Festigkeit erzielt wird. Für die Anfertigung und Prüfung der Probekörper gelten die ebenfalls vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton aufgestellten „Bestimmungen für Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton.“

Man wird hieraus ersehen, daß die Eigenschaften des Betons nicht dem blinden Zufall überlassen bleiben, wie es manchmal hingestellt wird. Selbstverständlich wird es nie gelingen, einen Beton herzustellen, dessen Festigkeit *durchweg gleichmäßig bis auf das Kilogramm ist*, dies ist aber auch *nicht notwendig.* Den *unvermeidlichen Schwankungen* in der Beschaffenheit des Betons wird jetzt schon in *weitgehendem Maße Rechnung getragen*, indem man nur mit dem *sechsten Teil* der nachgewiesenen Druckfestigkeit als *zulässige Druckbeanspruchung* rechnet. Wir haben in einem Eisenbetonkörper also eine *sechsfache Sicherheit gegen Zerdrücken des Betons*, während mit Rücksicht darauf, daß für das Eisen im Eisenbeton ebenso wie für den reinen Eisenbau die Fließ- oder Streckgrenze maßgebend ist, nur eine $2\frac{1}{2}$ bis 3-fache Sicherheit bei der *Beanspruchung des Eisens besteht.* Sollte sich also, wie Herr Fischmann als Beispiel anführt, nach 28 Tagen herausstellen, daß die verlangte Festigkeit nicht da ist, so wird dies, wenn die Abweichung nicht sehr groß ist, von keiner wesentlichen Bedeutung sein und, wie eben dargelegt, die Sicherheit des Bauwerks nicht beeinträchtigen. Es muß übrigens auch hier bemerkt werden, daß

auch bei Eisen- und Stahlproben oft *große Abweichungen auftreten* und daß diese auch *keineswegs einen unbedingt sicheren Maßstab für die Beurteilung einer größeren Eisenerlieferung* oder gar einer *ganzen Konstruktion* abgibt. Wir wollen hierbei nur auf den Aufsatz „Der Wettbewerb des Eisenbetons mit dem reinen Eisenbau“ in Heft IV von „Beton und Eisen“, Jahrgang 1906, verweisen.

Außerdem ist beim Beton wohl zu beachten, daß zwischen dem Zeitpunkt seiner Herstellung und dem Zeitpunkt, wo er die ihm rechnungsmäßig zugemutete Belastung tatsächlich erhält, im allgemeinen ein größerer Zeitraum als vier Wochen liegt. Der Beton wird infolge der längeren Erhärtungszeit noch eine größere Festigkeit aufweisen, als die 28 Tage alten Würfel.

Der Beton ist ein in seinem Wesen und seinen Eigenschaften *erkannter und erforschter Baustoff*, den heute kein Techniker entbehren möchte. Die Mannigfaltigkeit seiner Eigenschaften ist eher ein Vor- als ein Nachteil. Man sollte daher meinen, daß es unterlassen wird, immer und immer wieder Mißtrauen gegen ihn zu erwecken.

Der Vortragende hat offenbar bei seinen vergleichenden Betrachtungen stets *ganz schlechte Ausführungen in Eisenbeton im Auge* und stellt diesen *einwandfreie Eisenbauten* gegenüber. Wir können dieses Verfahren *nicht als einwandfrei* bezeichnen. Gewiß gibt es schlechte Ausführungen; Unfälle sind vorgekommen, nicht nur in der Zeit wo die Bauweise noch in den Kinderschuhen steckte, sondern auch in der jüngsten Zeit noch. Dasselbe gilt aber auch noch vom *Eisenbau*, der auf eine *dreimal so lange Lebenszeit* zurückblicken kann. Bekanntlich hat gerade die letzte Zeit eine *Reihe von äußerst bedenklichen Einstürzen von Eisenbauten* aufzuweisen. Wir sind *weit entfernt*, diese dem Eisenbau als solchem zur Last zu legen, müssen aber anderseits auch verlangen, daß *fehlerhafte Projekte von unkundigen Ingenieuren und schlechte Ausführung nicht gewissenhafter Unternehmer nicht als Mangel der Eisenbetonbauweise hingestellt werden*. Wir können uns in dieser Beziehung den

Ausführungen des Herrn Direktor Seifert anschließen, daß Eisenkonstruktoren und Eisenbetonleute ein Interesse haben, die Sache so gut wie möglich auszubilden und daß es wünschenswert ist, wenn die *gegenseitigen Anfeindungen* in Wegfall kämen.

Noch ein Wort über die Bemerkung in dem Vortrage, daß vielfach in Eisenbeton konstruiert werde, weil es „modern“ sei. Es widerspricht dies allen bekannten Erfahrungen in der ganzen Entwicklungsgeschichte der Bautechnik. Auf keinem technischen Gebiete herrscht mehr Konservatismus als im Bauwesen. Dies ist auch leicht begreiflich: Die großen Kapitalwerte, die in Bauten investiert werden und die lange, fast unbegrenzte Lebensdauer, für welche die Bauwerke bestimmt sind, erfordern dringend, daß nur Baustoffe und Konstruktionsweisen verwendet werden, deren Zweckmäßigkeit und Dauerhaftigkeit *genügend nachgewiesen und erprobt sind*. Daß eine ganze Generation von Ingenieuren und Technikern entzückt ist, wenn man ihr zumutet, daß sie sich plötzlich in neue Konstruktionsweisen und neue Theorien einarbeiten und einleben soll, wird man ebenfalls nicht behaupten können. *Tatsächlich hat der Eisenbetonbau mit vielen Vorurteilen und großen Widerständen auch heute noch zu kämpfen, und wenn er trotzdem in seinem Siegeszuge weiter vordringt, so verdankt er dies in erster Linie dem ihm zugrunde liegenden einfachen und überaus geistreichen Konstruktionsprinzip und der dadurch bedingten Überlegenheit in technischer und wirtschaftlicher Beziehung.*

Biebrich a. Rh., im Juni 1910.

Der Vorstand
des Deutschen Betonvereins (E.-V.)

Alfred Hüser,
stellvert. Vorsitzender.

Der Direktor:
Meisenhelder,
Regierungsbaumeister a. D.

MITTEILUNGEN ÜBER EINIGE NEBENUNTERSUCHUNGEN AUF DEM GEBIETE DES BETONS UND EISENBETONS.

Von C. Bach und O. Graf (Stuttgart).

Die Versuche, über die hier berichtet werden soll, wurden angestellt, um über Einzelheiten eine gewisse Klarheit zu schaffen, die zu besitzen, sich jeweils als Bedürfnis herausgestellt hatte.

Die Versuchsergebnisse erheben keinen Anspruch auf große Bedeutung; doch dürfte immerhin ihre Kenntnis manchem Ingenieur von erheblichem Interesse sein.

A. Abhängigkeit des Gleitwiderstandes des in Zementmörtel eingebetteten Eisens von der Lagerung (ob feucht oder trocken*) bei verschiedenem Sandzusatz.

Es wurden hergestellt 25 Körper nach Fig. 1, und zwar:

- Reihe a: 7 Körper aus 1 Raumteil Zement, 1,5 Raumteilen Rheinsand, 13,6% Wasser;
- Reihe b: 6 Körper aus 1 Raumteil Zement, 3 Raumteilen Rheinsand, 10,6% Wasser;
- Reihe c: 6 Körper aus 1 Raumteil Zement, 4,5 Raumteilen Rheinsand, 10,2% Wasser;
- Reihe d: 6 Körper aus 1 Raumteil Zement, 6 Raumteilen Rheinsand, 10,0% Wasser.

Der Wasserzusatz wurde so gewählt, daß ein weicher Mörtel erhalten wurde, der sich noch stampfen ließ und der für die verschiedenen Mischungsverhältnisse nach Möglichkeit die gleiche Konsistenz be-
saß.

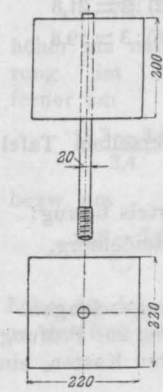


Fig. 1.

Zement (von Heidelberg) und Rheinsand (von Speyer) waren das gleiche Material, welches zu den Versuchen verwendet worden ist, über die in Heft 72 bis 74 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, berichtet ist.

4 Körper der Reihe a und je 3 Körper der Reihen b, c und d lagerten bis zur Prüfung auf feuchtem Sand und waren dauernd mit nassen Säcken bedeckt. Die übrigen Körper wurden nur bis zum 7. Tag feucht gelagert und sodann bis zur Prüfung an der Luft aufbewahrt. Die Prüfung erfolgte im Alter von rund 50 Tagen.

Die Eiseneinlage wurde herausgezogen, in derselben Weise, wie dies Seite 7 (Fig. 5) und Seite 20 u. f. in Heft 22 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten angegeben ist. Als Gleitwiderstand gilt die zum Herausziehen der Eisen erforderliche Kraft, dividiert durch die einbetonierte Eisenoberfläche, d. i. $\pi \cdot 2 \cdot 20 = 125,6$ qcm.

Die Ergebnisse sind in Zusammenstellung 1 niedergelegt und in Fig. 2 zeichnerisch dargestellt. Der ausgezogene Linienzug gilt für die Durchschnittswerte der bis zur Prüfung feucht gelager-

ten Körper, der gestrichelte Linienzug für die Durchschnittswerte der vom 7. Tag an der Luft aufbewahrten Körper. Außerdem sind die Einzelwerte durch wagerechte Striche auf den Ordinaten angegeben.

Deutlich zeigt sich in Fig. 2 die Abnahme des Gleitwiderstandes mit wachsendem Sandzusatz.*) Diese Abnahme ist jedoch bei den an der Luft gelagerten Körpern eine weit geringere als bei den feucht gelagerten Körpern, und zwar derart, daß, während für 1,5 Sandzusatz der Gleitwiderstand nach feuchter Lagerung weit größer ist als nach trockener Lagerung,

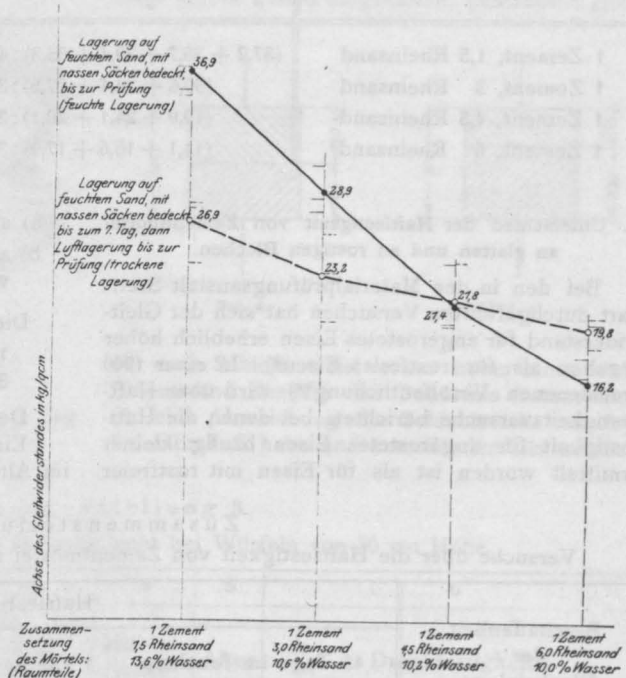


Fig. 2.

für 6 Sandzusatz sich dieses Verhältnis umkehrt. Der Gleitwiderstand steigt im Falle feuchter Lagerung von 16,2 kg/qcm bei 6 Sandzusatz auf 36,9 kg/qcm bei 1,5 Sandzusatz, d. i. um $\frac{36,9 - 16,2}{16,2} \cdot 100 = 128\%$, im Falle trockener

Lagerung von 19,8 kg/qcm bei 6 Sandzusatz auf 26,9 kg/qcm bei 1,5 Sandzusatz, d. i. um $\frac{26,9 - 19,8}{19,8} \cdot 100 = 36\%$. Für 1,5 Sandzusatz ist er

im Falle der Feuchtlagerung um $\frac{36,9 - 26,9}{26,9} \cdot 100$

*) Über den mehr oder minder großen Einfluß der Lagerung auf Festigkeit usw. vergl. auch Heft 72 bis 74 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, Seite 55 u. f. sowie Seite 99 u. f.

*) Über den Einfluß des Mischungsverhältnisses auf den Gleitwiderstand bei feucht gelagertem Beton vergl. Heft 72 bis 74 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Seite 42, Fig. 52.

= 37% größer als nach Trockenlagerung, für 6 Sandzusatz dagegen ist er im Falle der Trockenlagerung um $\frac{19,8 - 16,2}{16,2} \cdot 100 = 22\%$ größer als nach Feuchtlagerung.

(glatter) Oberfläche. Zur Klarstellung des hierin liegenden Widerspruchs wurden 34 Körper in der bekannten Normalform nach Fig. 3 hergestellt. Der mittlere Querschnitt erhielt eine Blecheinlage von rund 1 mm Dicke. Diese Blecheinlage war

Zusammenstellung 1.

Versuche über den Gleitwiderstand mit Körpern nach Fig. 1.

Zusammensetzung des Mörtels in Raumteilen	Gleitwiderstand in kg/qcm	
	nach feuchter Lagerung	nach 7 Tagen feuchter und dann trockener Lagerung
1 Zement, 1,5 Rheinsand	$(37,2 + 35,7 + 39,4 + 35,3) : 4 = 36,9$	$(24,0 + 28,0 + 27,7) : 3 = 26,9$
1 Zement, 3 Rheinsand	$(30,6 + 28,4 + 27,6) : 3 = 28,9$	$(26,1 + 20,2 + 23,3) : 3 = 23,2$
1 Zement, 4,5 Rheinsand	$(19,9 + 24,1 + 20,1) : 3 = 21,4$	$(20,0 + 21,3 + 24,2) : 3 = 21,8$
1 Zement, 6 Rheinsand	$(14,1 + 16,6 + 17,9) : 3 = 16,2$	$(20,6 + 20,1 + 18,6) : 3 = 19,8$

B. Unterschied der Haftfestigkeit von Zementmörtel an glatten und an rostigen Blechen.

Bei den in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführten Versuchen hat sich der Gleitwiderstand für angerostetes Eisen erheblich höher ergeben als für rostfreies Eisen*). In einer 1909 erschienenen Veröffentlichung**) wird über Haftfestigkeitsversuche berichtet, bei denen die Haftfestigkeit für angerostetes Eisen häufig kleiner ermittelt worden ist als für Eisen mit rostfreier

- aus glattem Schwarzblech,
- aus rostigem Blech, von derselben Tafel wie a.

Die Zusammensetzung des Mörtels betrug:

- Gewichtsteil Zement von Heidelberg,
- 3 Gewichtsteile Normalsand.

Der Mörtel wurde von Hand eingeschlagen.

Ein Teil der Körper lagerte bis zur Prüfung im Alter von 45 Tagen im feuchten Kasten, ein

Zusammenstellung 2.

Versuche über die Haftfestigkeit von Zementmörtel an glatten und rostigen Eisenblechen.

Beschaffenheit der Blecheinlage.	Haftfestigkeit in kg/qcm.		
	45 Tage im feuchten Kasten gelagert.	1 Tag im Kasten, 44 Tage unter Wasser gelagert.	1 Tag im Kasten, 6 Tage unter Wasser, 38 Tage an der Luft gelagert.
a) glattes Schwarzblech	$(7,0 + 6,5 + 3,0 + 5,0 + 3,5 + 5,5 + 4,5) : 7 = 5,0$ kg/qcm	$(15,0 + 11,5 + 11,5 + 11,0 + 12,5) : 5 = 12,3$ kg/qcm	$(4,5 + 3,5 + 3,5 + 2,5 + 3,0) : 5 = 3,4$ kg/qcm
b) rostiges Blech	$(6,0 + 6,5 + 6,0 + 6,0 + 7,5 + 7,5 + 10,5) : 7 = 7,1$ kg/qcm	$(20,0 + 16,5 + 21,5 + 20,0 + 18,0) : 5 = 19,2$ kg/qcm	$(10,0 + 9,5 + 5,0 + 7,0 + 7,0) : 5 = 7,7$ kg/qcm
Mehr unter b) gegen a) in kg/qcm. . .	2,1 kg/qcm	6,9 kg/qcm	4,3 kg/qcm
Mehr in %	42%	56%	126%

*) Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72 bis 74, Seite 72 u. f.

**) R. Müller, Neue Versuche an Eisenbetonbalken, Versuche über reine Haftfestigkeit, Seite 76 u. f.

anderer Teil 1 Tag im feuchten Kasten, dann unter Wasser, ein dritter Teil 1 Tag im feuchten Kasten, dann bis zum 7. Tag unter Wasser und die übrige Zeit an der Luft.

Die Prüfung erfolgte in dem üblichen Apparat zur Prüfung von Zementkörpern auf Zugfestigkeit, also durch Abreißen der Zementmörtelkörper von der eingelegten Platte.

Die Ergebnisse sind in Zusammenstellung 2 niedergelegt.

Hiernach ergab sich die Haftfestigkeit für die Körper mit rostigen Einlagen um 42, bzw. 56, bzw. 126% größer als für die Körper mit glatten Einlagen.

Ferner fand sich die Haftfestigkeit nach Wasserlagerung um

$$\frac{12,3 - 5,0}{5,0} \cdot 100 = 146\%$$

bezw. um

$$\frac{19,2 - 7,1}{7,1} \cdot 100 = 170\%$$

höher als nach 45 Tagen Lagerung im feuchten Kasten, ferner um

$$\frac{12,3 - 3,4}{3,4} \cdot 100 = 262\%$$

bezw. um

$$\frac{19,2 - 7,7}{7,7} \cdot 100 = 149\%$$

höher als für die Körper, welche nach dem 7. Tag an der Luft gelagert haben.

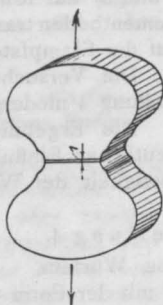


Fig. 3.

C. Einfluß der Höhe der ersten Stampfschicht bei Würfeln von 30 cm Höhe.

Die Normen für die Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton (Normen B) und diejenigen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton (Normen A), aufgestellt vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1908, schreiben vor: „Die Betonmasse ist in zwei Schichten von gleicher Höhe einzulegen“, d. i. bei einer vorgeschriebenen Würfelhöhe von 30 cm in Schichten von 15 cm Stärke. In der Wirklichkeit wird die Forderung gleicher Schichtstärke nicht immer genau eingehalten, namentlich pflegt

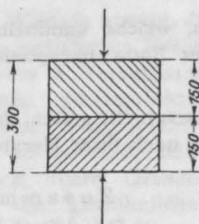


Fig. 4.

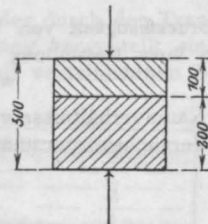


Fig. 5.

die erste Schicht meist etwas höher auszufallen. Es entstand deshalb das Bedürfnis festzustellen, ob eine Abweichung der Schichtstärke um etwa 5 cm Einfluß habe und zutreffendenfalls welchen.

Zusammenstellung 3.

Einfluß der Höhe der ersten Stampfschicht bei Würfeln von 30 cm Höhe.

1	2	3	4	5	6
Reihe	Zusammensetzung des Betons	Höhe der ersten Stampfschicht cm	Herstellungstag	Alter Tage	Druckfestigkeit kg/qcm
1	1 Raumteil Zement „H“ 2 Raumteile Rheinsand (0—7 mm Korngröße) 3 Raumteile Rheinkies (7—20 mm Korngröße) 7,8% Wasser (Wasserzusatz α*) Maschinenmischung	15	2. 7. 08	43	(266 + 267 + 265) : 3 = 266
		20	6. 8. 08	47	(271 + 281 + 275 + 276) : 4 = 276
3	1 Raumteil Zement „H“ 2 Raumteile Rheinsand 3 Raumteile Rheinkies 6,8% Wasser (erdfeucht) Handmischung	15	10. 10. 08	45	258 + 253 + 240 + 240 + 242 } : 5 = 247
16. 11. 08			44		
4		20	10. 10. 08	45	261 + 279 + 262 + 242 + 242 } : 5 = 257
16. 11. 08			44		

*) Vgl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72 bis 74, Seite 6. Wasserzusatz α ist ein solcher, welcher für Eisenbeton nicht wohl unterschritten werden darf.

Zu dem Zwecke wurden 17 Würfel hergestellt und zwar 8 Würfel nach Fig. 4 mit zwei Schichten von je 15 cm Höhe und 9 Würfel nach Fig. 5, bei denen die erste Schicht zu 20 cm gewählt wurde. Im übrigen fand die Herstellung normgemäß statt.

Die Ergebnisse — bei Wahl der Druckrichtung wie in Fig. 4 und 5 angegeben — sind in der vorhenden Zusammenstellung 3 niedergelegt. Sie deuten darauf hin, daß die Würfel, deren erste Schicht 20 cm hoch war, eine etwas größere Druckfestigkeit besitzen und zwar beträgt dieses Mehr rund 4%, wenn der Durchschnitt aus den Zahlen genommen wird.

D Druckfestigkeit von Würfeln, welche unmittelbar nach ihrer Herstellung mit der Form transportiert wurden.

Raumverhältnisse veranlassen nicht selten, daß die Versuchskörper unmittelbar nach ihrer Herstel-

binden erfährt, die Festigkeit erhöhen,*) ließ es wünschenswert erscheinen, festzustellen, ob der Transport der Würfel unmittelbar nach ihrer Herstellung einen Einfluß äußert. Zu dem Zwecke wurden 16 Betonwürfel von 30 cm Seitenlänge unter Verwendung von 3 verschiedenen Zementen hergestellt. Der Wasserzusatz ist dabei so gewählt worden, wie er für Eisenbeton in der Regel nicht wohl überschritten werden wird (vergl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72 bis 74, Seite 6, Wasserzusatz β).

Nach der Herstellung wurde ein Teil der Würfel 40 m (Versuchsreihe 1) bzw. 70 m (Versuchsreihe 2 und 3) auf Rollwagen über einen wagerechten Zementboden transportiert, der andere Teil verblieb auf der Stampfstelle.

Die Versuchsergebnisse sind in Zusammenstellung 4 niedergelegt.

Die Ergebnisse der Reihe 1 zeigen einen deutlichen Einfluß des Transports auf die Druckfestigkeit der Würfel nicht; bei Versuchsreihe 2

Zusammenstellung 4.
Druckfestigkeit von Würfeln,
welche unmittelbar nach ihrer Herstellung mit der Form transportiert wurden.

1	2	3	4	5	6
Reihe	Zusammensetzung des Betons	Her- stel- lungs- tag	Alter Tage	Druckfestigkeit	
				der Würfel, welche auf der Stampfstelle bis zum Entformen verblieben kg/qcm	der Würfel, welche unmittelbar nach dem Stampfen 40 m (Reihe 1) bzw. 70 m (Reihe 2 u. 3) auf Rollwagen transportiert wurden kg/qcm
1	1 Raumteil Zement „H“, 2 Raumteile Rheinsand, 3 Raumteile Rheinkies, 9% Wasser, Handmischung	28. 1. 09	46	$(185 + 198 + 184) : 3 = 189$	$(183 + 182 + 182) : 3 = 182$
2	1 Raumteil Zement „St“, 2 Raumteile Rheinsand, 3 Raumteile Rheinkies, 9% Wasser, Handmischung	28. 6. 09	44	$(116 + 113 + 121) : 3 = 117$	$(151 + 139) : 2 = 145$
3	1 Raumteil Zement „Sp“, 2 Raumteile Rheinsand, 3 Raumteile Rheinkies, 9% Wasser, Handmischung	16. 8. 09	46	$(137 + 130) : 2 = 133$	$(148 + 159 + 148) : 3 = 152$

lung zu transportieren sind. Die im Jahre 1904 von uns gemachte Beobachtung, daß Erschütterungen, welche der fertige Betonkörper vor seinem Ab-

*) Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 22, Seite 26 u. f.

dagegen haben die transportierten Würfel eine $\frac{145 - 117}{117} \cdot 100 = 24\%$ höhere Druckfestigkeit geliefert und bei Versuchsreihe 3 $\frac{152 - 133}{133} \cdot 100 = 14\%$ mehr als für die nicht transportierten Körper.

Durch den Transport von Würfeln unmittelbar nach ihrer Herstellung ist es somit möglich, daß die Versuchsergebnisse erheblich beeinflußt werden.

Bei den Würfeln der Versuchsreihen 2 und 3 begünstigten die Erschütterungen des Transports das den verwendeten Zementen besonders eigene Abscheiden von Wasser, welches sich oben sammelte und zum Teil abfloß.

E. Einfluß des Transports von weichem Boden.

Raumverhältnisse können Veranlassung sein, daß der Beton von der Mischmaschine nach der Verwendungsstelle über eine mehr oder weniger lange Strecke in Muldenwagen transportiert werden muß. Bei weichem Beton zu Eisenbetonarbeiten wird die Beobachtung gemacht, daß in den oberen Teil des im Wagen liegenden Betons durch die Erschütterungen beim Fahren Wasser aufsteigt und dann der untere Teil weniger Wasser enthält als der obere.

Der Grad der beim Fahren entstehenden ungleichen Beschaffenheit des Betons hängt neben

der Art und der Entfernung des Transports von der Feuchtigkeit des Gemischs, den Materialien, dem Mischungsverhältnis usw. ab.

Zur Feststellung der Größe des Einflusses, welchen der Transport auf die Druckfestigkeit

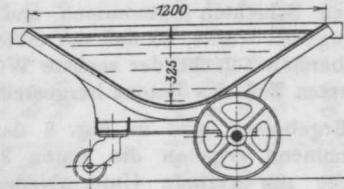


Fig. 6.

von Würfeln ausübt, die aus der durch den Transport geänderten Betonmischung hergestellt sind, wurden 3 Versuchsreihen mit verschiedenen Zementen durchgeführt.

Der Wasserzusatz war so gewählt, daß er als obere Grenze für die gewöhnliche Verwendung bei Eisenbeton anzusehen ist (vergl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72-74) Seite 6, Wasserzusatz β).

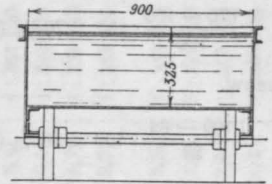


Fig. 7.

Das fertige Gemisch (Maschinenmischung) wurde in Muldenwagen nach Fig. 6 u. 7, 40 bzw.

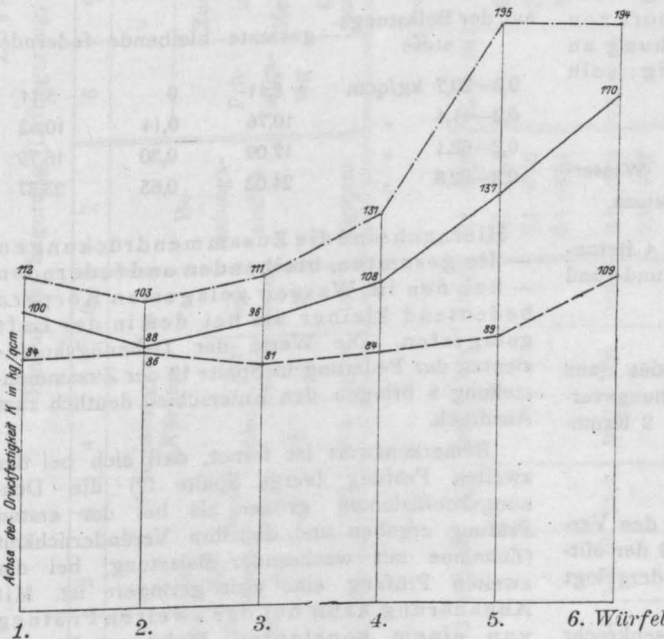


Fig. 8.

--- Linie der Druckfestigkeit der Würfel aus:

- 1 Raumteil Zement „St“,
- 2 Raumteilen Rheinsand,
- 3 Raumteilen Rheinkies,
- 9 $\frac{0}{10}$ Wasser (Wasserzusatz β).

Der Beton wurde vor dem Stampfen 70 m weit gefahren.

— Linie der Druckfestigkeit der Würfel aus:

- 1 Raumteil Zement „Sp“,
- 2 Raumteilen Rheinsand,
- 3 Raumteilen Rheinkies,
- 9 $\frac{0}{10}$ Wasser (Wasserzusatz β).

Der Beton wurde vor dem Stampfen 70 m weit gefahren.

--- Linie der Druckfestigkeit der Würfel aus:

- 1 Raumteil Zement „H“,
- 3 Raumteilen Rheinsand,
- 4 Raumteilen Rheinkies,
- 9,5 $\frac{0}{10}$ Wasser (Wasserzusatz β).

Der Beton wurde vor dem Stampfen 40 m weit gefahren.

70 m weit gefahren, wobei sich das Wasser des Gemisches je nach dem verwendeten Zement mehr oder weniger rasch oben in erheblicher Menge ansammelte. Dann erfolgte die Herstellung von Würfeln mit 30 cm Seitenlänge absichtlich derart, daß der Beton aus dem Wagen in horizontalen Schichten entnommen und in die Formen gegeben wurde, so daß der erste Würfel aus der obersten Schicht, der sechste Würfel aus dem untersten Teil des Betons hergestellt wurde.

Die Ergebnisse sind in Fig. 8 dargestellt. Übereinstimmend ergaben die ersten 3 Würfel jeder Reihe nur geringe Unterschiede. Dann aber steigen die Linienzüge so, daß der sechste Würfel um

$$\frac{194 - 112}{112} \cdot 100 = 73\% \text{ (beim Zement „St“),}$$

bezw.

$$\frac{170 - 100}{100} \cdot 100 = 70\% \text{ (beim Zement „Sp“).}$$

bezw.

$$\frac{109 - 84}{84} \cdot 100 = 30\% \text{ (beim Zement „H“)}$$

höhere Festigkeit geliefert hat als der erste Würfel. Dieser Unterschied entspricht dem Umstand, daß der unten gelegene Beton weit weniger Wasser enthielt als der obere. Der obere war Gußbeton, der untere Stampfbeton.

Die vorstehenden Feststellungen deuten u. a. darauf hin, daß bei Transport von Beton eine nochmalige Durchmischung an der Verwendungsstelle notwendig sein kann.

F. Einfluß der Lagerung (Luftlagerung, Wasserlagerung) auf die Druckelastizität des Betons.

Es wurden im Mai 1907 hergestellt 4 Betonzyylinder von rund 25 cm Durchmesser und rund 1 m Höhe aus

- 1 Raumteil Portlandzement,
- 4 Raumteilen Rheinsand und Rheinkies (aus der Nähe von Speyer), in dem Mischungsverhältnis von 3 Raumteilen Sand und 2 Raumteilen Kies,
- 7,9 Gewichtsprocente Wasser.

Der Beton ist derselbe wie er zu den Versuchen verwendet wurde, die im Heft 39 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten niedergelegt sind.

Zur Herstellung der Körper dienten senkrecht stehende eiserne Formen.

Die Zylinder waren bis zum 4. Tag in der Form und mit nassen Säcken bedeckt, dann wurden 2 Zylinder (bezeichnet „112“ und „115“) unter Wasser aufbewahrt, die beiden andern (bezeichnet „113“ und „114“) sind an der Luft gelagert worden, wo sie noch am 4., 6., 8. und 10. Tag angefeuchtet wurden.

Im Alter von rund 2 Jahren erfolgte die Prüfung. Über die Durchführung solcher Versuche ist in Heft 45 bis 47 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Seite 100, berichtet worden.

Die Ergebnisse sind in der Zusammenstellung 5 enthalten.

Hiernach ergaben sich beispielsweise für den trocken gelagerten Körper „113“ die Zusammendrückungen in $\frac{1}{1200}$ cm bei der ersten Prüfung

auf der Belastungsstufe	gesamte	bleibende	federnde
0,1—20,5 kg/qcm	6,49	0,16	6,33
0,1—41,1 „	13,51	0,64	12,87
0,1—61,6 „	21,71	1,39	20,32
0,1—82,1 „	30,57	2,37	28,20

während an dem bis 4 Stunden vor der Prüfung im Wasser gelagerten Körper „112“ ermittelt wurde

auf der Belastungsstufe	gesamte	bleibende	federnde
0,2—20,7 kg/qcm	5,11	0	5,11
0,2—41,4 „	10,76	0,14	10,62
0,2—62,1 „	17,09	0,30	16,79
0,2—82,8 „	24,02	0,65	23,37

Hiernach sind die Zusammendrückungen — die gesamten, bleibenden und federnden — bei den im Wasser gelagerten Körpern bedeutend kleiner als bei den in der Luft gelagerten. Die Werte der Dehnungskoeffizienten der Federung in Spalte 12 der Zusammenstellung 5 bringen den Unterschied deutlich zum Ausdruck.

Bemerkenswert ist ferner, daß sich bei der zweiten Prüfung (vergl. Spalte 17) die Dehnungskoeffizienten größer als bei der ersten Prüfung ergaben und daß ihre Veränderlichkeit (Zunahme mit wachsender Belastung) bei der zweiten Prüfung eine weit geringere ist. Mit Annäherung kann bei der zweiten Prüfung von einem konstanten Dehnungskoeffizienten gesprochen werden.

Zusammenstellung 5.
Einfluß der Lagerung (Luftlagerung, Wasserlagerung) auf die Druckelastizität des Betons.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Be- zeich- nung	Her- stel- lungs- tag	Abmessungen des Körpers				Be- lastungs- stufen kg/qcm	1. Prüfung					2. Prüfung				
		Durch- messer d cm	Höhe h cm	Quer- schnitt f qcm	Ge- wicht g kg		Prü- fungs- tag	Zusammendrückungen in $\frac{1}{1200}$ cm auf die Meßstrecke von 75,0 cm			Federung der Längen- einheit für 1 kg Pressung	Prü- fungs- tag	Zusammendrückungen in $\frac{1}{1200}$ cm auf die Meßstrecke von 75,0 cm			Federung der Längen- einheit für 1 kg Pressung
								ge- samte	blei- bende	fe- dernde			ge- samte	blei- bende	fe- dernde	

a) trocken gelagerte Körper.

113	2. 5. 07	24,9	99,7	487	109,5	0,1—20,5	26. 5. 09	6,49	0,16	6,33	1 : 290 000	26. 5. 09	7,11	0,03	7,08	1 : 259 300	
						0,1—41,1		13,51	0,64	12,87	1 : 286 700		(1 Stunde	14,30	0,09		14,21
						0,1—61,6		21,71	1,39	20,32	1 : 272 400		nach der	21,60	0,22		21,38
						0,1—82,1		30,57	2,37	28,20	1 : 261 700		1. Prüfung)	29,01	0,55		28,46
114	2. 5. 07	25,0	99,7	491	109,0	0,1—20,4	27. 5. 09	6,68	0,16	6,52	1 : 280 200	27. 5. 09	7,35	0,10	7,25	1 : 252 000	
						0,1—40,7		13,96	0,69	13,27	1 : 275 400		(1 Stunde	15,02	0,16		14,86
						0,1—61,1		22,58	1,44	21,14	1 : 259 700		nach der	22,57	0,36		22,21
						0,1—81,5		31,84	2,37	29,27	1 : 250 300		1. Prüfung)	30,33	0,70		29,63

b) im Wasser gelagerte Körper.

112	2. 5. 07	24,8	99,4	483	111,5	0,2—20,7	27. 5. 09	5,11	0	5,11	1 : 361 100	27. 5. 09	5,85	0,10	5,75	1 : 320 900	
						0,2—41,4		10,76	0,14	10,62	1 : 349 200		(1 Stunde	11,96	0,22		11,74
						0,2—62,1		17,09	0,30	16,79	1 : 331 800		nach der	18,05	0,32		17,73
						0,2—82,8		24,02	0,65	23,37	1 : 318 100		1. Prüfung)	24,13	0,48		23,65
115	2. 5. 07	24,9	99,4	487	111,1	0,1—20,5	28. 5. 09	5,37	0,03	5,34	1 : 343 800	28. 5. 09	6,16	0,07	6,09	1 : 301 500	
						0,1—41,1		11,30	0,16	11,14	1 : 331 200		(1 Stunde	12,49	0,11		12,38
						0,1—61,6		17,89	0,47	17,42	1 : 317 700		nach der	18,71	0,13		18,58
						0,1—82,1		25,08	0,78	24,30	1 : 303 700		1. Prüfung)	25,10	0,20		24,90

G. Einfluß der Beschaffenheit der Luft auf die Zugfestigkeit von Zementmörtel beim Austrocknen desselben.

$$(29,5 + 28,5 + 30,5 + 28,5) : 4 = 29,2 \text{ kg/qcm}$$

Zugfestigkeit.

Die übrigen 72 Körper wurden sodann an der Luft aufbewahrt, und zwar 36 Körper in dem

In Heft 72 bis 74 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Seite 105 u. f.,*) ist über Versuche berichtet, nach welchen mit dem Austrocknen des Zementmörtels die Zugfestigkeit desselben, ermittelt an Normalkörpern von 5 qcm Querschnitt, zunächst recht bedeutend sinkt und dann nach einer gewissen Zeit wieder allmählich ansteigt.

Um klarzustellen, in welchem Maß bei diesen überaus lehrreichen Versuchsergebnissen der Feuchtigkeitsgehalt und die Temperatur der Luft von Einfluß sein können, sind noch Versuche mit weiteren 76 Zugkörpern (Normalform, 5 qcm Querschnitt) durchgeführt worden. Die Zusammensetzung des Mörtels war:

- 1 Gewichtsteil Zement von Heidelberg,
- 3 Gewichtsteile Normalsand,
- 9 1/4 Gewichtsprozente Wasser.

Die Körper lagerten in der üblichen Weise bis zum Alter von 28 Tagen unter Wasser, dann wurden 4 Körper geprüft; sie lieferten

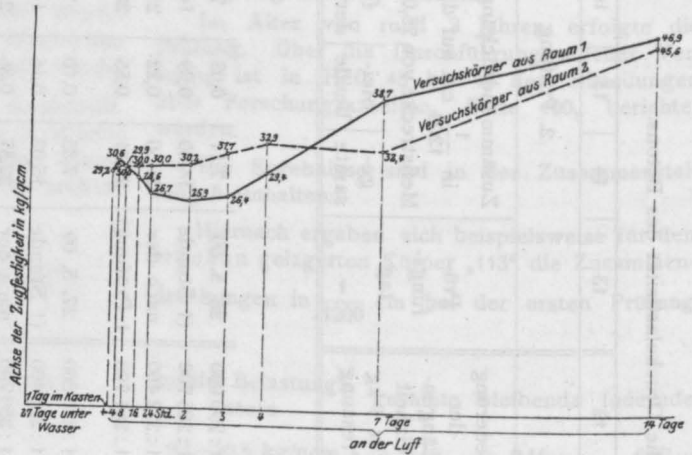


Fig. 9.

bei den früheren Versuchen benutzten Raum „1“ und 36 Körper in einem Kellerraum: Raum „2“.

Je 4 Körper wurden in den aus Spalte 1 der Zusammenstellung 6 ersichtlichen Zeitabständen

Zusammenstellung 6.

1	2		3
	Zugfestigkeit in kg/qcm		
	Raum „1“	Raum „2“	
Dauer der Lagerung an der Luft	Die Luft in Raum „1“ besaß über die Dauer der Versuche im Durchschnitt einen wesentlich niederen Feuchtigkeitsgehalt und eine höhere Temperatur als die Luft in Raum „2“		
4 Stunden	$(30,5 + 31,5 + 30,5 + 30,0) : 4 = 30,6$	$(31,0 + 31,0 + 28,0 + 30,0) : 4 = 30,0$	
8 "	$(31,5 + 30,0 + 30,0 + 28,0) : 4 = 29,9$	$(31,0 + 28,5 + 29,5 + 30,5) : 4 = 29,9$	
16 "	$(25,0 + 29,5 + 30,5 + 29,5) : 4 = 28,6$	$(30,5 + 31,5 + 29,0 + 29,0) : 4 = 30,0$	
24 "	$(25,0 + 29,0 + 27,5 + 25,5) : 4 = 26,7$	$(31,5 + 29,5 + 29,5 + 29,5) : 4 = 30,0$	
2 Tage	$(24,5 + 28,5 + 24,5 + 26,0) : 4 = 25,9$	$(31,0 + 29,0 + 32,5 + 28,5) : 4 = 30,2$	
3 "	$(26,5 + 25,0 + 25,5 + 28,5) : 4 = 26,4$	$(31,0 + 32,0 + 32,5 + 31,5) : 4 = 31,7$	
4 "	$(26,5 + 28,0 + 32,5 + 30,5) : 4 = 29,4$	$(37,0 + 32,5 + 32,0 + 30,0) : 4 = 32,9$	
7 "	$(42,5 + 39,0 + 34,5 + 39,0) : 4 = 38,7$	$(32,0 + 31,0 + 31,5 + 35,0) : 4 = 32,4$	
14 "	$(50,5 + 48,0 + 44,5 + 44,5) : 4 = 46,9$	$(41,5 + 48,0 + 46,5 + 46,5) : 4 = 45,6$	

*) Vergl. auch „Armierter Beton“, 1909, Seite 356.

geprüft; die Ergebnisse finden sich in Spalte 2 und 3 derselben Zusammenstellung.

In Figur 9 sind die Ergebnisse zeichnerisch dargestellt.

Über die beiden Räume ist folgendes zu bemerken: Die Temperatur und der Feuchtigkeitsgehalt der Luft wurde täglich 3 mal festgestellt; die Ablesungen sind in Figur 10 enthalten. Sie besagen, daß im Raum „1“ durchschnittlich ein wesentlich geringerer Feuchtigkeitsgehalt und eine höhere Temperatur der Luft vorhanden war als im Raum „2“. Das Austrocknen der Probekörper konnte demnach im Raum „2“ nicht so rasch erfolgen als im Raum „1“. Es stand somit zu erwarten, daß die beim Austrocknen im Zementmörtel entstehenden Spannungen (vergleiche Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 72 bis 74, Seite 106) im Raum „2“ geringer sein würden als im Raum „1“, daß also die Zugfestigkeit der im Raum „2“ gelagerten Körper von den genannten Spannungen weniger beeinflusst werden würde als diejenige der Körper, welche im Raum „1“ lagerten.

Die Darstellung (Figur 9) läßt erkennen, daß die Erwartungen bestätigt sind. Die Zugfestig-

keit der Körper aus dem feuchteren Raum „2“ ging während des Austrocknens unter die Anfangsfestigkeit nicht zurück, während die Körper aus Raum „1“ im Sinne der

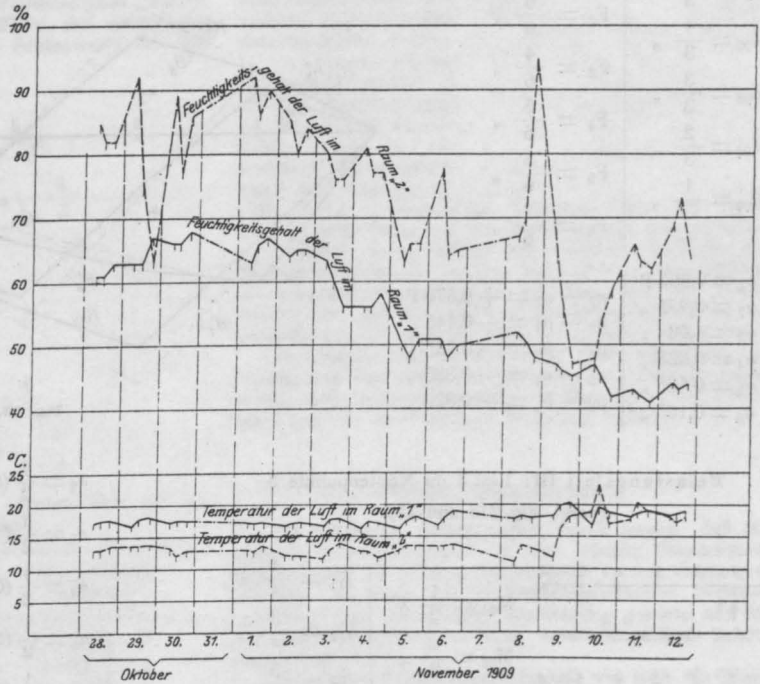


Fig. 10.

früheren Versuche einen erheblichen Festigkeitsrückgang lieferten, der nach 2 Tagen seinen Tiefstand erreichte.

BEITRAG ZUR THEORIE DER VIERENDEELSCHEN TRÄGER.

Von Dipl. Ing. Henri Marcus (Düsseldorf).

(Schluß von Seite 251.)

Belastungsfall I: Last 1 im Knotenpunkte 2 (vergl. Fig. 21a und 23).

$$\begin{aligned}
 M_{01} &= \frac{5}{6} \lambda & \delta_1 &= \frac{5}{12} \lambda^2 \\
 M_{02} &= \frac{4}{6} \lambda & \delta_2 &= \frac{9}{12} \lambda^2 \\
 M_{03} &= \frac{3}{6} \lambda & \delta_3 &= \frac{7}{12} \lambda^2 \\
 M_{04} &= \frac{2}{6} \lambda & \delta_4 &= \frac{5}{12} \lambda^2 \\
 M_{05} &= \frac{1}{6} \lambda & \delta_5 &= \frac{3}{12} \lambda^2 \\
 & & \delta_6 &= \frac{1}{12} \lambda^2
 \end{aligned}$$

Die Strecken $T_m = \frac{6 \delta_m}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{6}$ sind über den Teilpunkten im Maßstabe 1 cm = 0,033 t aufgetragen worden. Die graphische Konstruktion des α -Polygons liefert folgende Werte:

$\alpha_1 = 0,40$	P	$\alpha_2 - \alpha_1 = + 0,285$	P
$\alpha_2 = 0,685$	"	$\alpha_3 - \alpha_2 = - 0,105$	"
$\alpha_3 = 0,58$	"	$\alpha_4 - \alpha_3 = - 0,16$	"
$\alpha_4 = 0,42$	"	$\alpha_5 - \alpha_4 = - 0,1675$	"
$\alpha_5 = 0,2525$	"	$\alpha_6 - \alpha_5 = - 0,1575$	"
$\alpha_6 = 0,095$	"		

Belastungsfall II: Last 2 im Knotenpunkte 2
(vergl. Fig. 21 b und 24).

Für den nebenskizzierten Belastungsfall liefern die α -Linien: (Fig. 26 a)

$$M_{01} = \frac{2}{3} \lambda$$

$$M_{02} = \frac{4}{3} "$$

$$M_{03} = \frac{3}{3} "$$

$$M_{04} = \frac{2}{3} "$$

$$M_{05} = \frac{1}{3} "$$

$$F_1 = \frac{2}{6} \lambda^2$$

$$F_2 = \frac{6}{6} "$$

$$F_3 = \frac{4}{6} "$$

$$F_4 = \frac{5}{6} "$$

$$F_5 = \frac{3}{6} "$$

$$F_6 = \frac{1}{6} "$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} (0,365 + 0,285) P = 0,325 P$$

$$\alpha_1 = 0,365 P$$

$$\alpha_2 = 0,935 "$$

$$\alpha_3 = 1,08 "$$

$$\alpha_4 = 0,825 "$$

$$\alpha_5 = 0,505 "$$

$$\alpha_6 = 0,185 "$$

$$\alpha_2 - \alpha_1 = + 0,570 P$$

$$\alpha_3 - \alpha_2 = + 0,145 "$$

$$\alpha_4 - \alpha_3 = - 0,255 "$$

$$\alpha_5 - \alpha_4 = - 0,320 "$$

$$\alpha_6 - \alpha_5 = - 0,320 "$$

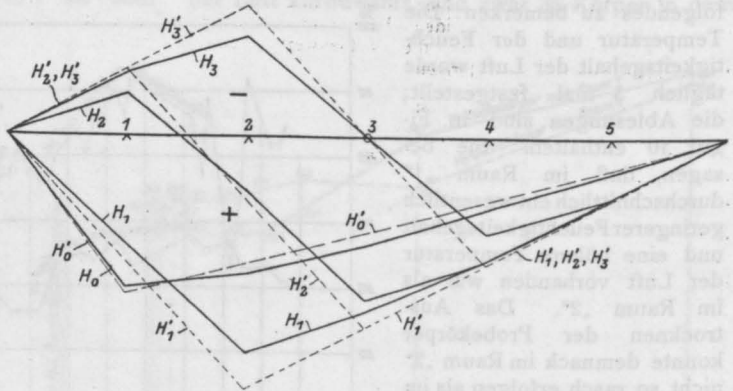


Fig. 26.

Belastungsfall III: Last 3 im Knotenpunkte 3
(vergl. Fig. 21c und 25).

$$\alpha_2 = \frac{1}{2} (0,935 + 0,745) P = 0,84 P$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{2} (1,08 + 1,175) P = 1,1275 P$$

$$\alpha_4 = \frac{1}{2} (0,825 + 1,175) P = 1,000 P$$

$$\alpha_5 = \frac{1}{2} (0,505 + 0,745) P = 0,625 P$$

$$\alpha_6 = \frac{1}{2} (0,185 + 0,285) P = 0,235 P$$

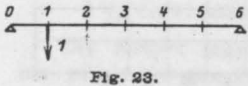


Fig. 23.

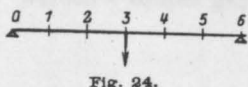


Fig. 24.

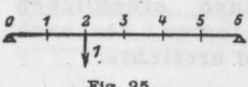


Fig. 25.

$$M_{01} = \frac{1}{2} \lambda$$

$$M_{02} = \frac{2}{2} "$$

$$M_{03} = \frac{3}{2} "$$

$$M_{04} = \frac{2}{2} "$$

$$M_{05} = \frac{1}{2} "$$

$$\delta_1 = \frac{1}{4} \lambda^2$$

$$\delta_2 = \frac{3}{4} "$$

$$\delta_3 = \frac{5}{4} "$$

$$\delta_4 = \frac{5}{4} "$$

$$\delta_5 = \frac{3}{4} "$$

$$\delta_6 = \frac{1}{4} "$$

$$\alpha_1 = 0,285 P$$

$$\alpha_2 = 0,745 "$$

$$\alpha_3 = 1,175 "$$

$$\alpha_4 = 1,175 "$$

$$\alpha_5 = 0,745 "$$

$$\alpha_6 = 0,285 "$$

$$\alpha_2 - \alpha_1 = + 0,46 P$$

$$\alpha_3 - \alpha_2 = + 0,43 "$$

$$\alpha_4 - \alpha_3 = \pm 0,0 "$$

$$\alpha_5 - \alpha_4 = - 0,43 "$$

$$\alpha_6 - \alpha_5 = - 0,460 "$$

$$H_0 = + 0,325 P$$

$$H_1 = + 0,515 P$$

$$H_2 = + 0,2875 P$$

$$H_3 = - 0,1275 P$$

$$H_4 = - 0,375 P$$

$$H_5 = - 0,39 P$$

$$H_6 = - 0,235 P$$

$$H_2 + H_3 = 0,16 P$$

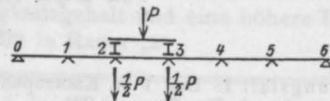


Fig. 26 a.

Die Werte α , für den Fall, daß die Last 1 am Knotenpunkte 4 oder 5 angreift, ergeben sich, mit Rücksicht auf die Symmetrie, aus den Werten des Belastungsfalles II und I.

Die Einflußlinien für α_1, α_2 und α_3 sind in Fig. 21 d im Maßstabe $1t = 0,3$ cm aufgetragen worden. In Fig. 26 sind noch die Einflußlinien für $H_m = \alpha_m + 1 - \alpha_m$ gezeichnet: letztere stellen aber auch infolge der Gleichung:

$$Mv = (\alpha_m - \alpha_m + 1) \left(y - \frac{h_m}{2} \right)$$

die Einflußlinien der Biegemomente des Ständers dar, der Multiplikator ist dem entsprechend $\mu = y - \frac{h_m}{2}$.

In unserem Beispiel 4 hatten wir, bei unmittelbarer Belastung vgl. S. 248) erhalten:

$$\alpha_1 = 0,32 P$$

$$\alpha_2 = 0,855 P$$

$$\alpha_3 = 1,23 P$$

$$\alpha_4 = 1,015 P$$

$$\alpha_5 = 0,625 P$$

$$\alpha_6 = 0,24 P$$

$$H_0 = + 0,32 P$$

$$H_1 = + 0,535 P$$

$$H_2 = + 0,375 P$$

$$H_3 = - 0,215 P$$

$$H_4 = - 0,39 P$$

$$H_5 = - 0,385 P$$

$$H_6 = - 0,24$$

$$H_2 + H_3 = 0,16 P$$

Der Vergleich zwischen den beiden Zahlenreihen zeigt, daß die Unterschiede zwischen den Werten α allgemein nicht sehr beträchtlich sind — sie betragen höchstens 90/0 und nur an einer einzigen Stelle —, dagegen weisen die Zahlenwerte für H_2 und H_3 — in unmittelbarer Nähe des belasteten Feldes selbst — ziemlich bedeutende Abweichungen. Der Vollständigkeit halber, geben wir noch für die beiden Fälle der mittelbaren und unmittelbaren Belastung die Zahlenwerte für die Biegemomente der Gurtungen.

Bei mittelbarer Belastung ist:

$$M^o_m = M^u_m = M_{0m} - \alpha_m \cdot \frac{\lambda}{2}$$

$$\mathfrak{M}^o_m = \mathfrak{M}^u_m = M_{0m} - \alpha_m + 1 \cdot \frac{\lambda}{2}$$

bei unmittelbarer Belastung.

$$M^o_m = X_m - \alpha_m \cdot \frac{\lambda}{2}$$

$$\mathfrak{M}^o_m = Y_m - \alpha_m + 1 \cdot \frac{\lambda}{2}$$

$$M^u_m = M_{0m} - X_m - \alpha_m \cdot \frac{\lambda}{2}$$

$$\mathfrak{M}^u_m = M_{0m} - Y_m - \alpha_m + 1 \cdot \frac{\lambda}{2}$$

Diesen Formeln entsprechend, ergeben sich die in der nächsten Tabelle enthaltenen Werte:

	Mittelbare Belastung	Unmittelbare Belastung
\mathfrak{M}^o_0	- 0,162 5 λ	- 0,158 λ
M^o_1	+ 0,129 17 "	+ 0,126 "
\mathfrak{M}^o_1	- 0,128 33 "	- 0,145 "
M^o_2	+ 0,163 33 "	+ 0,188 "
\mathfrak{M}^o_2	+ 0,019 58 "	+ 0,018 "
M^o_3	+ 0,061 25 "	+ 0,0539 "
\mathfrak{M}^o_3	+ 0,125 "	+ 0,145 "
M^o_4	+ 0,083 3 "	- 0,101 "
\mathfrak{M}^o_4	+ 0,104 2 "	+ 0,095 "
M^o_5	- 0,104 2 "	- 0,1029 "
\mathfrak{M}^o_5	+ 0,090 8 "	+ 0,0875 "
M^o_6	- 0,117 5 "	- 0,1192 "
\mathfrak{M}^u_0	- 0,162 5 λ	- 0,158 λ
M^u_1	+ 0,129 17 "	+ 0,1373 "
\mathfrak{M}^u_1	- 0,128 33 "	- 0,127 "
M^u_2	+ 0,163 33 "	+ 0,1237 "
\mathfrak{M}^u_2	+ 0,019 58 "	- 0,081 "
M^u_3	+ 0,061 25 "	- 0,0839 "
\mathfrak{M}^u_3	+ 0,125 "	+ 0,09 "
M^u_4	- 0,083 3 "	- 0,0807 "
\mathfrak{M}^u_4	+ 0,104 2 "	+ 0,113 "
M^u_5	- 0,104 2 "	- 0,1054 "
\mathfrak{M}^u_5	+ 0,090 8 "	+ 0,0895 "
M^u_6	- 0,117 5 "	- 0,112 "

Mit Ausnahme der beiden fettgedruckten Werte \mathfrak{M}^u_2 und M^u_3 ist im allgemeinen die Übereinstimmung als eine genügende zu betrachten. Im belasteten Felde selbst erhält man:

$$M_m = M_{0m} - \frac{Y_2 + X_3}{2} - \alpha_3 \cdot \frac{\lambda}{2}$$

$$= \left[\frac{2,5 \cdot 3,5}{6} - \frac{1}{2} (0,633 + 0,6689 + 1,23) \right] \lambda = 0,192 \lambda$$

Dieser Wert ist ebenso groß, als ob das belastete Feld einem durchlaufenden Träger mit mehreren Stützpunkten angehören würde, die negativen \mathfrak{M}^u_2 und M^u_3 stellen die entsprechenden Stützenmomente dar (Fig. 27).

In praktischer Hinsicht können die Ergebnisse dieser kurzen Untersuchung folgendermaßen zusammengefaßt werden.

Bei unveränderlicher Belastung empfiehlt es sich die Unmittelbarkeit der Wirkung zu berücksichtigen, wenn die Lastverteilung eine unsymmetrische ist. Dagegen genügt es bei veränderlicher Belastung oder bei fester symmetrischer Belastung die Lasten auf die Knotenpunkte zu verteilen, denn, infolge des Vorzeichenwechsels der Biegemomente, je nachdem die Last von einer Stellung zur symmetrischen übergeht, gleichen sich die Fehler derartig aus, daß die mittleren absoluten Beträge für die Querschnittsbemessung als genau genug zu betrachten sind.

Aus diesem Grunde wird man z. B. bei totaler Belastung, wie Vierendeel nachgewiesen hat, keine nennenswerten Abweichungen zwischen den Ergebnissen der mittelbaren und der unmittelbaren Belastung finden.

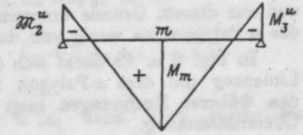


Fig. 27.

Näherungsmethoden.

Die bisherigen Berechnungen haben gezeigt, daß die größten Biegemomente in den oberen Ständerquerschnitten und die größten Normalkräfte in den Gurtungen auftreten. Es möge auf ein Näherungsverfahren, welches wenigstens eine überschlägige Bestimmung gestattet und für die erste Querschnittsbemessung brauchbare Werte liefert, hingewiesen werden.

Wir hatten früher festgestellt, daß, wie auch die Querschnittsverteilung in den Gurtstäben angenommen wird, die Werte α sich selbst innerhalb der weiten Grenzen $J^o_m \cdot \cos \varphi_m = J^u_m$ und $\frac{J^u_m}{J^o_m \cdot \cos \varphi_m} = \infty$ wenig verändern.

Würden sie ganz konstant bleiben, so müßten die Bestimmungsgleichungen VIc (S. 213) und XIII (S. 286) für α dieselben Werte liefern. Subtrahiert man diese Gleichungen voneinander, so ergibt sich in einfacher Weise, wenn die Glieder $\frac{J_c \cdot \lambda}{F}$ vernachlässigt werden:

$$\alpha_m = \frac{N_m}{2 \cdot \lambda'_m (h^2_m - 1 + h_{m-1} \cdot h_m + h^2_m)}$$

$$= \frac{3}{\lambda^2_m} \cdot \frac{h_{m-1} (R^o_m + R^u_m) + h_m (L^o_m + L^u_m)}{h^2_m - 1 + h_{m-1} \cdot h_m + h^2_m} \quad (XVI)$$

und wenn $h_{m-1} = h_m = h$

$$\alpha_m = \frac{\mathfrak{Y}^o_m + \mathfrak{Y}^u_m}{h \cdot \lambda_m} \quad *) \dots (XVIa)$$

*) Für Parallelträger mit Feldern gleicher Beschaffenheit empfiehlt Herr Frandsen folgende Näherungsformel

$$\alpha_m = \frac{\lambda}{h} \left(\frac{M_{0m}}{\lambda} + \frac{Q_{0m}}{2} \right) + \frac{1}{12} (Q_{0m-1} - Q_{0m+1})$$

welche allgemein gut brauchbare Werte liefert.

Diese Ausdrücke sind aber identisch mit den bei der graphischen Auflösung der α -Gleichungen eingeführten Werten

$$T_m = \frac{U_m}{b_m - a_m - 1 - a_m}$$

und aus diesem Grunde unterscheiden sich die Ordinaten des α -Polygons so wenig von den Strecken T_m .

In Fig. 8 u. 13 deckt sich zum Beispiel der $L'_m E'_m$ -Linienzug mit dem α -Polygon fast vollständig. Auch in den früheren Rechnungen zeigt sich eine ziemlich gute Übereinstimmung.

Im Beispiel 1 erhält man nach Formel XVIa:

- $\alpha_1 = 1750$ kg gegen 1890 kg
- $\alpha_2 = 4750$ " " 4620 "
- $\alpha_3 = 6750$ " " 6585 "
- $\alpha_4 = 7750$ " " 7580 "

bzw.

- $H_1 = 3000$ kg gegen 2730 kg
- $H_2 = 2000$ " " 1965 "
- $H_3 = 1000$ " " 995 "

und analog im Beispiel 2 nach Formel XVI:

- $\alpha_1 = 2545$ kg gegen 2800 kg
- $\alpha_2 = 5050$ " " 5040 "
- $\alpha_3 = 6410$ " " 6325 "
- $\alpha_4 = 7150$ " " 7025 "

bzw.

- $H_1 = 2505$ " " 2240 "
- $H_2 = 1360$ " " 1285 "
- $H_3 = 740$ " " 700 "

Die Unterschiede betragen höchstens 10%, und es spricht zugunsten des Näherungsverfahrens, daß mit Ausnahme des Endfeldes sowohl die Werte α als die Werte H größer erhalten werden, und dies kommt natürlich der Sicherheit der Konstruktion zugute.

Ein ähnliches Ergebnis liefern die auf Grund der Näherungsformel XVIa errechneten Einflußlinien für α und H , welche in den Figuren 13d und 14 eingetragen worden sind.

Hier zeigt sich auch, daß mit Ausnahme von H_0 und α_1 die Einflußlinien des Näherungsverfahrens um 10% etwa größere Ordinaten aufweisen als die genauen Einflußlinien. Für die Bemessung der Ständerquerschnitte würde somit die Anwendung der Näherungsformel durchaus angebracht sein. Bei den Gurtquerschnitten dagegen würden die Ergebnisse zum Teil zu günstig, zum Teil zu ungünstig sein.

Als Beispiel wählen wir den im Beispiel 4 behandelten Träger, bei welchem für denselben Belastungsfall wie früher nach Formel XVIa folgende Werte α sich ergeben (vgl. S. 287):

- $\alpha_1 = 0,292$ gegen $\alpha_1 = 0,32$
- $\alpha_2 = 0,875$ " " $\alpha_2 = 0,855$
- $\alpha_3 = 1,333$ " " $\alpha_3 = 1,23$
- $\alpha_4 = 1,042$ " " $\alpha_4 = 1,015$
- $\alpha_5 = 0,625$ " " $\alpha_5 = 0,625$
- $\alpha_6 = 0,2083$ " " $\alpha_6 = 0,24$

und dementsprechend erhält man auch

- $M_0^o = -0,144$ λ statt $-0,158$ λ
- $M_1^o = -0,155$ " " $-0,145$ "

- $M_2^o = -0,034$ λ statt $+0,018$ λ
- $M_3^o = +0,1315$ " " $+0,145$ "
- $M_4^o = +0,095$ " " $+0,095$ "
- $M_5^o = +0,1033$ " " $+0,0875$ "

Diese einzelnen Abweichungen erscheinen zunächst unbedeutend, in ihrer Gesamtheit aber wirken sie auf die Genauigkeit der Rechnung ungünstig. In den Einflußlinien ist diese Wirkung am besten zu ersehen.

Es handle sich z. B. um die Einflußlinien für M_0^o und M_3^o des im Beispiel 4 untersuchten Trägers. Die Lasten mögen nur an den Knotenpunkten angreifen.

Führt man in die Gleichung:

$$M_0^o = \frac{M_{0m}}{2} - \alpha_m \frac{h_m}{2}$$

den Ausdruck aus Gl. (XVIa), und setzt $h = \lambda$, so erhält man:

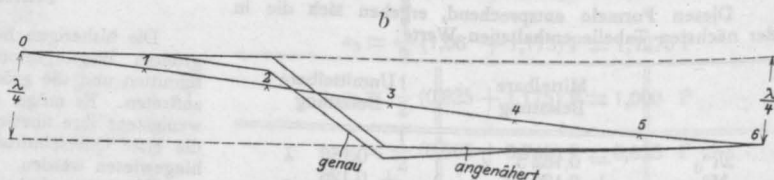
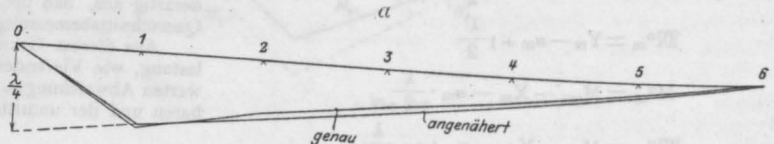


Fig. 28 a u. b.

$$\begin{aligned} M_0^o &= \frac{M_{0m}}{2} - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{(M_0(m-1) + M_{0m}) \cdot \lambda}{2 \cdot \lambda^2} \\ &= \frac{M_{0m} - M_0(m-1)}{4} \\ &= \frac{M_{0m} - M_0(m-1)}{\lambda} \cdot \frac{\lambda}{4} = Q_{0m} \cdot \frac{\lambda}{4} \end{aligned}$$

d. h. es müßte näherungsweise*) die M_m -Linie identisch sein mit der mit $\frac{\lambda}{4}$ multiplizierten Querkraftlinie Q_{0m} des einfachen Balkens. Auf Grund dieser Formel ergeben sich die in Fig. 28 a u. b gezeichneten Linien, deren Ordinaten in den folgenden Tabellen zusammengestellt sind.

Lasten in	M_1^o		M_3^o	
	angenähert	genau	angenähert	genau
1	+0,208 λ	+0,217 λ	-0,0417 λ	-0,04 λ
2	+0,167 " "	+0,1505 " "	-0,0833 " "	-0,04 " "
3	+0,125 " "	+0,1075 " "	+0,125 " "	+0,1625 " "
4	+0,0833 " "	+0,0745 " "	+0,0833 " "	+0,0875 " "
5	+0,0417 " "	+0,0358 " "	+0,0417 " "	+0,04 " "

*) Der genaue Nachweis des Zusammenhanges zwischen den M - und Q_0 -Linien für Parallelträger gleicher Beschaffenheit ist von Dr. Mann geliefert worden.

Diese Zahlen zeigen uns, daß in den Endfeldern die Anwendung der Näherungsformel etwas ungünstige Werte liefert, in den Mittelfeldern dagegen zu günstige. — Bei einer streng genauen Untersuchung würden die Ergebnisse des Näherungsverfahrens als nicht genügend betrachtet werden müssen.

In praktischer Beziehung aber könnten vielleicht andere Gesichtspunkte geltend gemacht werden. Beachtet man nämlich, daß beim Vierendeelschen Träger die größten Biegemomente in den Endfeldern auftreten und daß gerade bei den letzteren die Näherungsformel zu ungünstige Werte liefert, so bietet ihre Anwendung nur eine Erhöhung der Sicherheit: bei den Mittelfeldern andererseits sind im Vergleich zu den starken Achsialkräften die Biegemomente weniger bedeutend und aus diesem Grunde, wenn letztere nach der Näherungsformel etwas zu klein geschätzt werden, hat der Fehler auf die Querschnittsbemessung keinen zu großen Einfluß. Dieser Fehler wird sogar dadurch ausgeglichen, daß die Näherungsformel, wie früher erwähnt, für die Gurtungen zu starke Achsialkräfte und für die oberen Ständerquerschnitte zu starke Biegemomente liefert, und die konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte eine stärkere Bemessung der Gurtquerschnitte bedingt. — Bedenkt man, daß auch bei den gewöhnlichen Fachwerkkonstruktionen die rechnerische Annahme des gelenkartigen Anschlusses der Stäbe für die Spannungen Werte liefert, welche 10 bis 15% von den Werten abweichen, welche sich bei einer Berücksichtigung der Steifigkeit der Knotenpunkte ergeben, so wird man den Näherungsmethoden für den Vierendeelschen Träger trotz ihrer Fehler eine Brauchbarkeit nicht absprechen können, um so mehr als diese Fehler beiden niedrigen Grenzen, in welchen gewöhnlich die zulässigen Spannungen gehalten werden, für die Sicherheit der Konstruktion ganz belanglos sind.

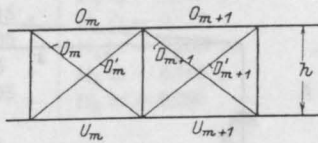


Fig. 29.

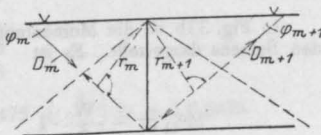


Fig. 30.

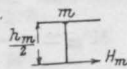


Fig. 31.

Es sei noch zum Schluß auf eine zweite Näherungsmethode, welche in der Praxis oft gebraucht wird, hingewiesen.

Man denke sich in jedem Felde zwei sich kreuzende Diagonalen angeordnet. Unter der Voraussetzung gelenkartig ausgebildeter Knotenpunkte würden die Spannkraften in den Stäben betragen.

$$O_m = - \frac{M_{0m}}{h}$$

$$U_m = + \frac{M_{0m}}{h}$$

und näherungsweise

$$D_m = D'_m = + \frac{Q_{0m}}{2 \sin \varphi_m} \quad (\text{Fig. 29}).$$

Da diese Diagonalen nicht vorhanden sind, so kann ihre Wirkung auf die Knotenpunkte durch ein Kräftepaar (Fig. 30)

$$S_m = - (D_m \cdot r_m + D_{m+1} \cdot r_{m+1})$$

ersetzt werden. Da $r_m = \lambda_m \sin \varphi_m$, so ist:

$$S_m = - \frac{1}{2} (Q_{0m} \cdot \lambda_m + Q_{0m+1} \cdot \lambda_{m+1})$$

Wenn $\lambda_m = \lambda = h$ ist, kann auch geschrieben werden:

$$S_m = - \frac{1}{2} \lambda (Q_{0m+1} + Q_{0m})$$

$$= - \frac{1}{2} [(M_{0m} - M_{0m-1}) + (M_{0m+1} - M_{0m})]$$

$$S_m = - \frac{1}{2} [(M_{0m+1} + M_{0m}) - (M_{0m} + M_{0m-1})]$$

Nach der Formel (XVIa) würde man dagegen erhalten:

$$S_m = - H_m \frac{h}{2} = - \frac{\lambda}{2} (\alpha_{m+1} - \alpha_m)$$

$$= - \frac{1}{2 \lambda} (\tilde{\gamma}_{m+1} - \tilde{\gamma}_m)$$

$$S_m = - \frac{1}{4} [(M_{0m+1} + M_{0m}) - (M_{0m} + M_{0m-1})] \quad (\text{Fig. 31}).$$

Man sieht, daß die Methode mit den ideellen Diagonalstäben für die Momente in den oberen Ständerquerschnitten zweimal größere Werte liefert als unser Näherungsverfahren; ihre Ergebnisse sind also, in wirtschaftlicher Hinsicht, als viel zu ungünstig zu bezeichnen.

§ 2. Einfluß wagerechter Kräfte.

In den bisherigen Entwicklungen war nur lotrechte Belastung vorausgesetzt. Unser Verfahren läßt sich aber auch bei beliebig gerichteten Kräften anwenden: wir wollen daher noch einiges über den Einfluß wagerechter Kräfte hinzufügen. (Fig. 32a.)

Es sei wie früher ein Schnitt in unmittelbarer Nähe des Untergurtes durchgeführt, und die inneren Spannkraften durch die drei Kraftgrößen C_m , H_m und S_m ersetzt. Man denke sich nun einen einfachen Balken, in der Gestalt des abgeschnittenen oberen Teiles des Trägers, welcher die wagerechte Belastung des letzteren zu tragen hätte (Fig. 32b u. c): wir bezeichnen mit A^0 , B^0 , W^0 , Q^0 , M_0 die Auflagerreaktionen, die Querkräfte und die Biegemomente dieses stellvertretenden Balkens. Setzt man wie früher

$$\begin{aligned} C_0 &= C'_0 + A^0 \\ C_n &= C'_n + B^0 \\ H_n &= -(\alpha_n + W^0) \end{aligned}$$

so behalten die Gleichungen I, Ia, II, IIa, III, IIIa, 1, 1a, 2, 2a und 3, 3a ihre Gültigkeit. Der einzige Unterschied besteht darin, daß zu den Normalkräften in den Gurtungen der Beitrag N_0 der Normalkräfte des stellvertretenden Balkens hinzukommt, und daß die Gleichung der Biegemomente des letzten Ständers n in der Form

$$M_{v_n} = M_{v_{0n}} - X_n + \alpha_n \left(y - \frac{h_n}{2} \right)$$

geschrieben wird, wobei unter

$$M_{\nu 0n} = + W^0 y$$

das Biegemoment im Endständer des stellvertretenden Balkens verstanden wird.

Wählt man wie früher als statisch unbestimmte Größen die Werte X, Y und α , so gewinnt man aus den 3 Elastizitätsbedingungen

$$\frac{\partial A_i}{\partial X} = 0; \quad \frac{\partial A_i}{\partial Y} = 0; \quad \frac{\partial A_i}{\partial \alpha} = 0$$

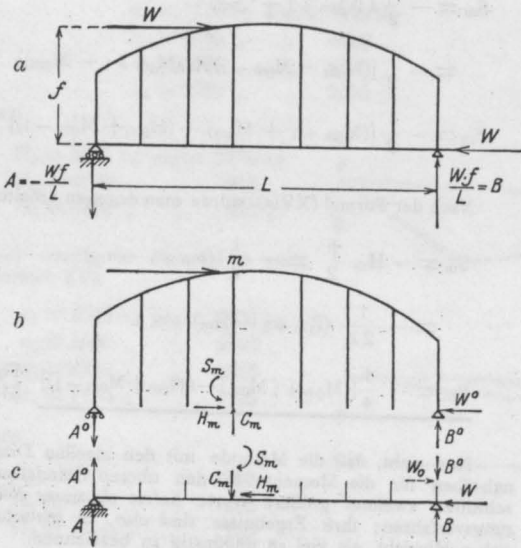


Fig. 32 a-c.

wenn der Beitrag der Normalkräfte N^0_0 zur Formänderungsarbeit nicht berücksichtigt wird, die 3 Gleichungen Va, Vb und Vc wieder. Nur die Gleichungen des Endfeldes zeigen eine geringe Abweichung, und zwar lauten sie:

$$\left. \begin{aligned} & \frac{1}{\lambda_n^2} (L^0_n \cdot s'_n - L^u_n \cdot \lambda'_n) - W^0 \cdot h_n \cdot \frac{h'_n}{2} \\ & + X_n \cdot h'_n + \frac{s'_n + \lambda'_n}{6} (Y_n - 1 + 2X_n) \\ & - \frac{s'_n - \lambda'_n}{6} \cdot \frac{\alpha_n}{2} (h_n - 1 + 2h_n) \end{aligned} \right\} = 0 \text{ (XVIIa)}$$

bzw.

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\lambda'_n - s'_n}{12} [Y_n - 1 (2h_n - 1 + h_n) + X_n (2h_n + h_n - 1)] \\ & - \frac{1}{12} \cdot \alpha_n - 1 \cdot h_n^2 - 1 \cdot h'_n - 1 \\ & + \frac{\alpha_n}{12} \left[(s'_n + \lambda'_n) (h_n^2 - 1 + h_n - 1 \cdot h_n + h_n^2) + h_n^2 - 1 \cdot h'_n - 1 + h_n^2 \cdot h'_n + 12 J_c \left(\frac{s_n}{F^0_n} + \frac{\lambda_n}{F^u_n} \right) \right] \\ & + \frac{W^0 \cdot h_n^2 \cdot h'_n}{12} - \frac{1}{2\lambda_n^2} [h_n - 1 (s'_n \cdot R^0_n + \lambda'_n \cdot R^u_n) + h_n (L^0_n \cdot s'_n + L^u_n \cdot \lambda'_n)] \end{aligned} \right\} = 0 \text{ (XVIIb)}$$

Die Behandlung der X-, Y- und α -Gleichungen ist nun genau dieselbe wie bei lotrechter Belastung. Wir verweisen daher auf die Erläuterungen im Abschnitt 1, welche hier auch ihre Gültigkeit behalten. Die Anwendung des Verfahrens sei noch an einem Beispiel gezeigt.

Beispiel 5.

Parallelträger mit 6 Feldern gleicher Beschaffenheit. Es sei $J^o = J^u = J^v = J^c$

$$h = \lambda$$

Auf den Obergurt wirke in Richtung seiner Achse die Kraft W. (Fig. 33a.)

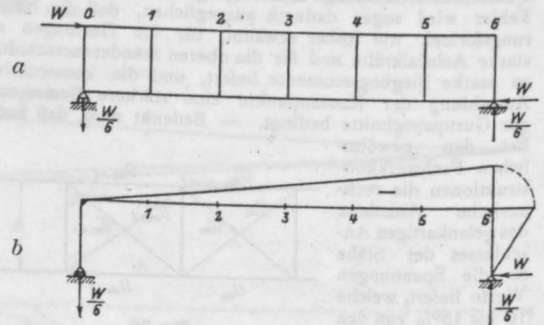


Fig. 33 a u. b.

In Fig. 33b ist die Momentenfläche des stellvertretenden Balkens dargestellt. Es ist

$$\left. \begin{aligned} M^o_{01} &= -\frac{W}{6} \cdot \lambda \\ M^o_{02} &= -\frac{W}{6} \cdot 2\lambda \\ M^o_{03} &= -\frac{W}{6} \cdot 3\lambda \\ M^o_{04} &= -\frac{W}{6} \cdot 4\lambda \\ M^o_{05} &= -\frac{W}{6} \cdot 5\lambda \\ M^o_{06} &= -W \cdot \lambda \end{aligned} \right\} M^u_0 = 0$$

Auf Grund von Gl. (VIe) und unter Beachtung von (XVIIb) lautet das α -Gleichungssystem, wenn die Glieder $\frac{J_c \cdot \lambda}{F}$ vernachlässigt werden.

$$\begin{aligned}
 8\alpha_1 - \alpha_2 &= \frac{6}{\lambda^2} \delta^0_1 = -\frac{1}{2} W \\
 -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= \frac{6}{\lambda^2} \delta^0_2 = -\frac{3}{2} W \\
 -\alpha_2 + 8\alpha_3 - \alpha_4 &= \frac{6}{\lambda^2} \delta^0_3 = -\frac{5}{2} W \\
 -\alpha_3 + 8\alpha_4 - \alpha_5 &= \frac{6}{\lambda^2} \delta^0_4 = -\frac{7}{2} W \\
 -\alpha_4 + 8\alpha_5 - \alpha_6 &= \frac{6}{\lambda^2} \delta^0_5 = -\frac{9}{2} W \\
 -\alpha_5 + 8\alpha_6 &= \frac{6}{\lambda^2} \delta^0_6 = -W \\
 &= -W \left(\frac{11}{2} + 1 \right) = -\frac{13}{2} W.
 \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich:

$\alpha_1 = -0,095$	$H_0 = -0,095$
$\alpha_2 = -0,25$	$H_1 = -0,155$
$\alpha_3 = -0,415$	$H_2 = -0,165$
$\alpha_4 = -0,585$	$H_3 = -0,170$
$\alpha_5 = -0,75$	$H_4 = -0,165$
$\alpha_6 = -0,905$	$H_5 = -0,155$
	$H_6 = -0,095$

$$\begin{aligned}
 S_0 &= +\lambda 0,0475 \\
 S_1 &= +\lambda 0,0775 \\
 S_2 &= +\lambda 0,0825 \\
 S_3 &= +\lambda 0,085 \\
 S_4 &= +\lambda 0,0825 \\
 S_5 &= +\lambda 0,0775 \\
 S_6 &= +\lambda \left(0,0475 + \frac{1}{2} \right) = +\lambda 0,5475
 \end{aligned}$$

Da zwischen zwei Knotenpunkten die M^0 -Fläche geradlinig verläuft, so erhält man nach ähnlichen Überlegungen wie im Abschnitt 1 S. 215:

$$\begin{aligned}
 X_m = Y_m &= -\frac{M^0_{0m}}{2} \\
 M^0_m = M^u_m &= +\frac{\lambda}{2} \left(\frac{M^0_{0m}}{\lambda} + \alpha_m \right) \\
 \mathfrak{M}^0_m = \mathfrak{M}^u_m &= +\frac{\lambda}{2} \left(\frac{M^0_{0m}}{\lambda} - \alpha_m + 1 \right)
 \end{aligned}$$

Nach diesen Formeln werden errechnet:

$$\begin{aligned}
 \mathfrak{M}^0_0 &= +\lambda 0,0475 W \\
 M^0_1 &= -\lambda 0,1192 \text{ " } \\
 \mathfrak{M}^0_1 &= -\lambda 0,0417 \text{ " } \\
 M^0_2 &= -\lambda 0,2083 \text{ " } \\
 \mathfrak{M}^0_2 &= -\lambda 0,1258 \text{ " } \\
 M^0_3 &= -\lambda 0,2925 \text{ " } \\
 \mathfrak{M}^0_3 &= -\lambda 0,2075 \text{ " } \\
 M^0_4 &= -\lambda 0,3742 \text{ " } \\
 \mathfrak{M}^0_4 &= -\lambda 0,2917 \text{ " } \\
 M^0_5 &= -\lambda 0,4583 \text{ " } \\
 \mathfrak{M}^0_6 &= -\lambda 0,3818 \text{ " } \\
 M^0_6 &= -\lambda 0,5475 \text{ " }
 \end{aligned}$$

Dieses Beispiel zeigt uns, daß die wagerechten Kräfte im Fachwerk ohne Diagonalen sehr bedeutende Spannungen erzeugen. Man wird daher bei Brückenkonstruktionen, wenn Bremskräfte in Betracht kommen, die letzteren sehr genau in Rechnung ziehen müssen, und es erscheint dann fraglich, ob die großen statischen und wirtschaftlichen Vorteile, welche Vierendeel für seine Träger in Anspruch nimmt, nicht sehr viel an Bedeutung verlieren.

Auch in anderer Beziehung verdienen die Ergebnisse dieses Beispiels eine gewisse Beachtung.

Wenn die Fahrbahn derartig unterstützt ist, daß die Hauptlängsträger nach außen liegen, so werden an den Anschlußstellen der Quer- und Längsträger nicht unerhebliche Nebenspannungen entstehen, sobald zwei

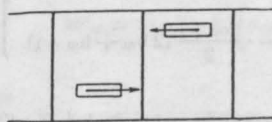


Fig. 34.

Wagen in entgegengesetzter Richtung bremsen. (Fig. 34.)

In ähnlicher Weise treten in mehrwandigen Säulenquerschnitten, bei einer fehlerhaften Lagerung der Säulen, beträchtliche Nebenspannungen auf, welche die Knickgefahr erhöhen, wenn die Querverbindungen nicht stark genug sind oder zu weit voneinander angeordnet worden sind. (Fig. 35.)

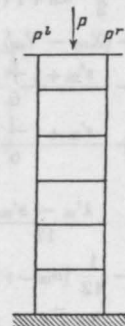


Fig. 35.

§ 3. Einfluß der Temperatur.

Von den zwei Möglichkeiten, entweder einer gleichmäßigen Temperaturänderung des ganzen Trägers oder einer teilweisen Temperaturänderung einer Gruppe von Fachwerkstäben, braucht nur die zweite in Betracht gezogen zu werden.

Infolge der statisch bestimmten Stützungsart des Fachwerkes ruft eine gleichmäßige Erwärmung oder Abkühlung aller Stäbe keine Spannungen hervor, da kein Widerstand der gleichmäßigen Formänderung sich entgegensetzt. Zusatzspannungen entstehen dagegen, wenn die Temperaturänderung sich nur auf einen Teil des Trägers erstreckt. Von Belang ist praktisch nur der Fall, wo einer der beiden Gurte, durch seinen Zusammenhang mit der Tragkonstruktion, den Temperatureinflüssen weniger ausgesetzt ist als der andere. Auf diesen Fall werden wir die Untersuchung beschränken.

Bezeichnet man wie früher mit

- ϵ den Ausdehnungskoeffizienten des Materials,
- t_0 die Temperaturänderung in der neutralen Achse eines Gurtstabes,
- Δt den Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterfasern eines Gurtstabes,
- d_0 die Querschnittshöhe,

so beträgt die Arbeit A_i der inneren Spannkraften:

$$A_i = \int \epsilon t_0 N ds + \int \frac{\epsilon \Delta t}{d_0} M ds.$$

Wählt man wieder die Werte X , Y und α als statisch unbestimmte Größen, so gelangt man nach Integration der Elastizitätsbedingungen

$$\frac{\partial A_i}{\partial X} = 0, \quad \frac{\partial A_i}{\partial Y} = 0, \quad \frac{\partial A_i}{\partial \alpha} = 0$$

zu folgenden Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} & \frac{1}{2} \cdot \lambda_m (T^o_m - T^u_m) + (X_m - Y_m) \cdot h'_m \\ & + \frac{s'_m + \lambda'_m}{6} (Y_{m-1} + 2 X_m) \\ & - \frac{s'_m - \lambda'_m}{6} \cdot \frac{\alpha_m}{2} (h_{m-1} + 2 h_m) \end{aligned} \right\} = 0$$

$$\left. \begin{aligned} & - \frac{1}{2} \cdot \lambda_{m+1} (T^o_{m+1} - T^u_{m+1}) \\ & + (X_m - Y_m) \cdot h'_m \\ & - \frac{s'_m + 1 + \lambda'_{m+1}}{6} (2 Y_m + X_{m+1}) \\ & + \frac{s'_m + 1 - \lambda'_{m+1}}{6} \cdot \frac{\alpha_{m+1}}{2} (2 h_m + h_{m+1}) \end{aligned} \right\} = 0$$

$$\left. \begin{aligned} & - \frac{\lambda'_m - s'_m}{12} [Y_{m-1} (2 h_m - 1 + h_m) + X_m (2 h_m + h_{m-1})] \\ & - \frac{1}{12} [\alpha_{m-1} \cdot h^2_{m-1} \cdot h'_m - 1 + \alpha_{m+1} \cdot h^2_m \cdot h'_m] \\ & + \frac{\alpha_m}{12} \left[(s'_m + \lambda'_m) (h^2_{m-1} - 1 + h_{m-1} \cdot h_m + h^2_m) + h^2_{m-1} \cdot h'_m - 1 + h^2_m \cdot h'_m + 12 \cdot J_c \left(\frac{s_n}{F^o_m} + \frac{\lambda_m}{F^u_m} \right) \right] \\ & - \frac{1}{4} \lambda_m (h_{m-1} + h_m) (T^o_m + T^u_m) - E \cdot \lambda_m \cdot J_c (t^o_0 + t^u_0) \end{aligned} \right\} = 0$$

wobei

$$T^o_m = \frac{E J_c \cdot \Delta t}{d_0^o_m \cdot \cos \varphi_m}$$

$$T^u_m = \frac{E J_c \cdot \Delta t}{d_0^u_m}$$

sich auf die Temperaturänderung und die Querschnittshöhe d_0 des mten oberen bzw. unteren Gurstabes beziehen.

Die Behandlung dieser Gleichungen ist dieselbe wie im Abschnitt 1.

Ist $\Delta t = 0$, so erkennt man sofort, daß X_m und Y_m [bzw. die Größen X'_m und Y'_m , wenn $\frac{J^o_m \cdot \cos \varphi_m}{J^u_m} = k$] = 0 werden, und es bleibt nur die bekannte dreigliedrige α -Gleichung (VI, VIc, VI d), bei welcher nun das Normalglied lautet:

$$N_m = 12 \varepsilon E J_c \cdot \lambda_m (t^o_0 + t^u_0)$$

Sind dagegen t^o_0 und $t^u_0 = 0$, so kann man wieder durch Einführung der Werte X'_m und Y'_m statt X_m und Y_m eine entsprechende α -Gleichung erhalten (VIc, VI d, VI e oder XIII, XIIIa, XIII b), deren Normalglied der Gleichung

$$N_m = 3 \lambda_m (h_{m-1} + h_m) (T^o_m + T^u_m)$$

entspricht.

Die Bestimmung der zugehörigen Werte X_m und Y_m bzw. X'_m und Y'_m kann auf Grund folgender Überlegung entbehrt werden.

Die lotrechte Verschiebung δ^o_m bzw. δ^u_m zweier untereinander liegenden Punkte des Ober- bzw. des Untergurtes kann bekanntlich — wenn auf die Formänderung der Ständer infolge der Normalkräfte keine Rücksicht genommen wird — in der Form

$$\delta^o_m = \int \left(\frac{M^o_m}{E J^o_m} + \frac{\varepsilon \Delta t}{d_0^o_m} \right) \cdot x \, dx$$

bzw.
$$\delta^u_m = \int \left(\frac{M^u_m}{E J^u_m} + \frac{\varepsilon \Delta t}{d_0^u_m} \right) \cdot x \, dx$$

dargestellt werden. Damit die Bedingung

$$E J_c \cdot \delta^o_m = E J_c \cdot \delta^u_m$$

erfüllt wird, muß

$$\frac{M^o_m \cdot J_c}{J^o_m \cos \varphi} + T^o_m = \frac{M^u_m \cdot J_c}{J^u_m} + T^u_m$$

sein.

Es ist anderseits

$$M^o_m + M^u_m = -\alpha_m \cdot h_m$$

Aus der Gegenüberstellung dieser Gleichungen ergibt sich,

wenn $\frac{J^o_m \cdot \cos \varphi_m}{J^u_m} = k_m$ gesetzt wird

$$M^u_m = -\frac{1}{1 + k_m} \left[\alpha_m \cdot h_m + \frac{J^o_m \cdot \cos \varphi_m}{J_c} (T^u_m - T^o_m) \right]$$

$$M^o_m = -\frac{1}{1 + k_m} \left[\alpha_m \cdot h_m \cdot k_m - \frac{J^o_m \cdot \cos \varphi_m}{J_c} (T^u_m - T^o_m) \right]$$

Die Anwendung dieser Formeln möge noch an einem einfachen Beispiel gezeigt werden.

Beispiel 6.

Parallelträger mit 6 Feldern gleicher Beschaffenheit. Es sei $J^o = J^u = J^v$, $h = \lambda$. (Fig. 36.)

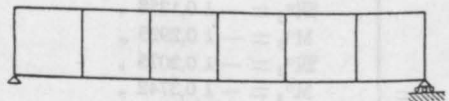


Fig. 36.

Fall 1. Die Temperatur des Untergurtes möge um t_0 niedriger sein als die Temperatur der übrigen Stäbe.

Das α -Gleichungssystem lautet nach Gl. VI:

$$\begin{aligned} 8\alpha_1 - \alpha_2 &= u \\ -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= u \\ -\alpha_2 + 8\alpha_3 - \alpha_4 &= u \\ -\alpha_3 + 8\alpha_4 - \alpha_5 &= u \\ -\alpha_4 + 8\alpha_5 - \alpha_6 &= u \\ -\alpha_5 + 8\alpha_6 &= u \end{aligned}$$

wobei $u = \frac{12 \cdot E \cdot J_c \cdot t_0}{\lambda^2}$

Hieraus erhält man

$$\begin{aligned} \alpha_1 = \alpha_6 = 0,1455 u & \quad H_0 = H_6 = 0,1455 u \\ \alpha_2 = \alpha_5 = 0,164 u & \quad H_1 = H_5 = 0,0185 u \\ \alpha_3 = \alpha_4 = 0,1665 u & \quad H_2 = H_4 = 0,0025 u \\ & \quad H_3 = 0 \end{aligned}$$

Für

$$\begin{aligned} \lambda &= 4,0 \text{ m} \\ E &= 21\,000\,000 \text{ t/m}^2 \\ \epsilon &= \frac{1}{100000} \\ J &= 0,0015 \text{ m}^4 \\ t_0 &= 10 \end{aligned}$$

ist $u = \frac{12 \cdot 240 \cdot 0,0015 \cdot 10}{4^2} = 2,7 \text{ t}$

$$M^{\circ}_{\max} = -\alpha_3 \cdot \frac{\lambda}{2} = -2 \cdot 2,7 \cdot 0,1665 = -0,9 \text{ tm}$$

Fall 2. In den Querschnitten des Untergurtes sei der Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterfasern Δt^u . Unter denselben Bedingungen wie vorhin lautet das α -Gleichungssystem:

$$\begin{aligned} 8\alpha_1 - \alpha_2 &= v \\ -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= v \\ -\alpha_2 + 8\alpha_3 - \alpha_4 &= v \\ -\alpha_3 + 8\alpha_4 - \alpha_5 &= v \\ -\alpha_4 + 8\alpha_5 - \alpha_6 &= v \\ -\alpha_5 + 8\alpha_6 &= v \end{aligned}$$

wobei $v = \frac{6}{\lambda} \cdot \epsilon \cdot E \cdot J_c \cdot \frac{\Delta t}{d_0^u}$

woraus

$$\begin{aligned} \alpha_1 = \alpha_6 = 0,1455 v & \quad H_0 = H_6 = 0,1455 v \\ \alpha_2 = \alpha_5 = 0,164 v & \quad H_1 = H_5 = 0,0185 v \\ \alpha_3 = \alpha_4 = 0,1665 v & \quad H_2 = H_4 = 0,0025 v \\ & \quad H_3 = 0 \end{aligned}$$

Die Gleichung der Biegemomente der Gurtungen lautet, da $J_m \cdot \cos \varphi_m = J^u_m = J_c$

$$k_m = 1; \quad J^u_m = \frac{v}{6}$$

$$M^u_m = -\frac{1}{2} \cdot \lambda \left(\alpha_m + \frac{v}{6} \right);$$

bzw. $M^{\circ}_m = -\frac{1}{2} \cdot \lambda \left(\alpha_m - \frac{v}{6} \right)$

Für

$$\begin{aligned} E &= 21\,000\,000 \text{ t/m}^2 \\ \epsilon &= \frac{1}{100000} \\ J_c &= 0,0015 \\ \frac{\Delta t}{d_0^u} &= \frac{10}{0,5} = 20 \\ \lambda &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

ergibt sich

$$v = \frac{6}{4} \cdot 210 \cdot 0,0015 \cdot 20 = 9,45 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 = 1,375 \text{ t} & \quad H_0 = 1,375 \text{ r} \\ \alpha_2 = 1,55 \text{ t} & \quad H_1 = 0,175 \text{ t} \\ \alpha_3 = 1,575 \text{ t} & \quad H_2 = 0,025 \\ & \quad H_3 = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M^u_1 &= -5,9 \text{ tm}; & M^{\circ}_1 &= +0,4 \text{ tm} \\ M^u_2 &= -6,25 \text{ „}; & M^{\circ}_2 &= +0,051 \text{ „} \\ M^u_3 &= -6,30 \text{ „}; & M^{\circ}_3 &= +0,0038 \text{ „} \end{aligned}$$

Diese Zahlen zeigen uns, daß die ungleichmäßige Temperaturänderung eines Gurtes die Spannungen des letzteren erhöht.

GALERIE IM FESTSAAL DES RATHAUSNEUBAUES ZU DRESDEN.

Von Dipl.-Ing. W. Schreck, z. Z. in Hamburg.

Für die Ausführung der im nachstehenden beschriebenen Eisenbetonkonstruktion waren verschiedene Bedingungen maßgebend, die eine außergewöhnliche Ausbildung erforderten. In dem $14,67 \times 27,07$ m großen Festsaal des Rathausneubaus zu Dresden (Fig. 1) war an dessen einer Querseite der Einbau einer rd. 5 m breiten Galerie vorgesehen. Der vorn als Unterstützung dienende Längsunterzug, der wie die Platte in Eisenbeton hergestellt werden sollte, war durch Marmorsims und -architrav sowie durch dazwischengefügte Marmorplatten zu verkleiden. Er erhielt in den aus Fig. 1 ersichtlichen Abständen zwei Zwischenstützen, gebildet durch je ein Paar Marmorsäulen.

Die eigentliche Galeriedecke war ohne Querunterzüge freispannend zwischen Längsunterzug und gegenüberliegender Querwand des Saales gedacht. Es war Belag mit Marmorplatten und eine größte Verkehrslast von 400 kg/qm vorgesehen.

Bei der Auftragserteilung, die im Zusammenhang mit derjenigen für Ausführung von Zwischendecken und Galerien in den bereits fertiggestellten Neubaufügeln erfolgte, war die architektonische Ausschmückung des Festsaales mit Marmorsäulen und -platten schon sehr weit vorgeschritten; auch die Säulen zur Unterstützung des Längsunterzuges waren teilweise aufgestellt. Sie bestanden aus sehr schönem weiß-gelb-dunkelgrau geadertem

Marmor. Die Schichten dieses Gesteins verliefen annähernd in Richtung der Säulenlängsachse; es waren aber auch Lagen vorhanden, die die Säule in ihrem ganzen Querschnitt schief durchsetzten. Unter diesen Umständen wurden von seiten des Ausführenden der Eisenbetonarbeiten, der nachher Gewähr für Standfestigkeit und Sicherheit der Galeriekonstruktion leisten mußte, Bedenken gegen eine Belastung dieser Säulen geäußert. Als sich

2. die vorhandene Bauhöhe bis aufs äußerste auszunützen.

Ferner sollte versucht werden, auch die Baubreite nach Möglichkeit zur Wirksamkeit heranzuziehen.

Die Galeriedecke wurde demnach aufgelöst in Querunterzüge und eine kontinuierlich über diese hinweglaufende Deckenplatte. Die Teilung der Querträger war durch in der Mauer vorhandene Entlüftungskanäle gegeben.

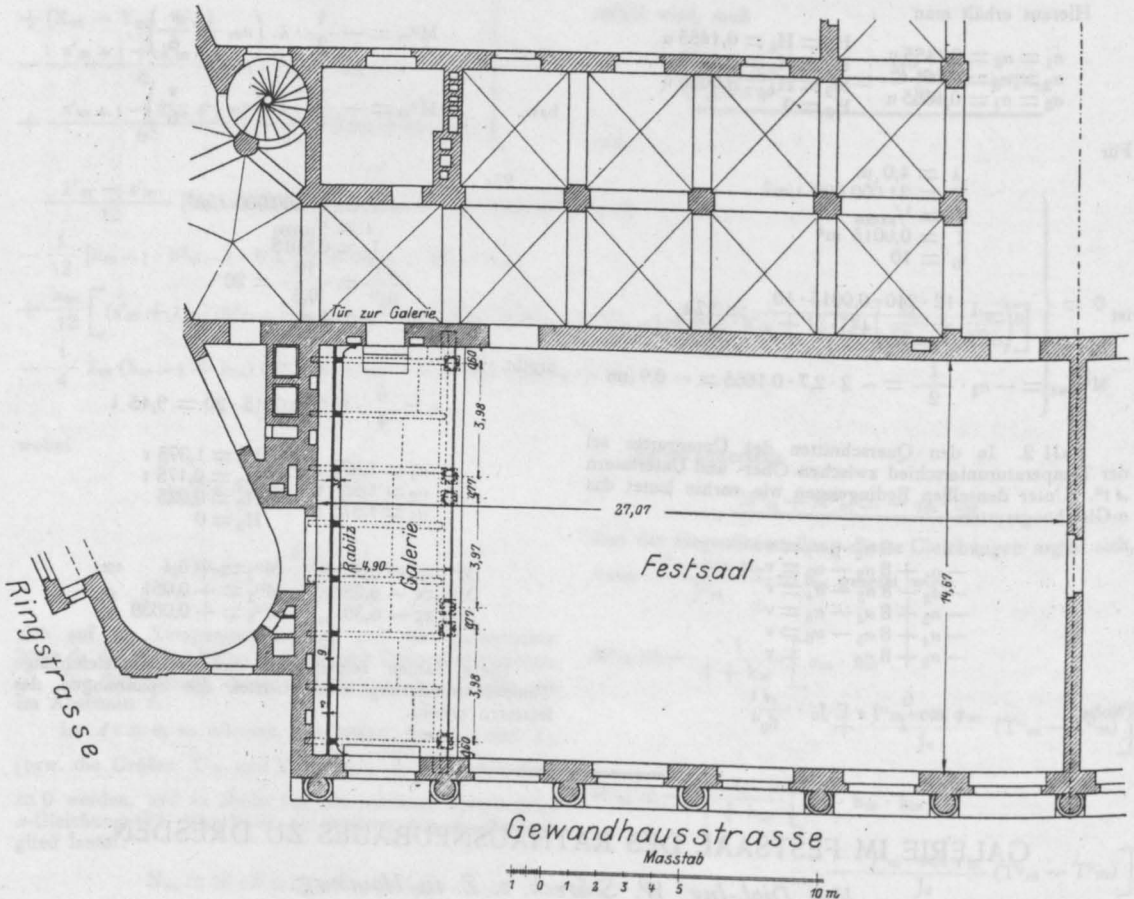


Fig. 1.

schließlich auch das Gutachten von Sachverständigen dieser Ansicht anschloß, sah sich ersterer vor die Aufgabe gestellt, die Konstruktion des Längsunterzuges als Freitragler auf zwei Stützen mit 14,67 m Lichtweite durchzuführen. Eine Änderung der Breiten- und Höhenmaße der für einen Träger auf vier Stützen mit der gleichen Gesamtlänge vorgesehenen Ausbildung war aus architektonisch-formalen Gründen unzulässig.

Die Bestrebungen des Konstrukteurs mußten nun dahingehen:

1. Das Eigengewicht der Galeriedecke möglichst herabzudrücken, und

Ein Ersatz des Marmorplattenbelages durch Linoleum bedeutete eine Vergrößerung der Konstruktionshöhe um 3 cm; sie betrug schließlich 76,50 cm oder $\frac{0,765}{15,17} = \text{rd. } \frac{1}{50}$ der theoretischen Spannweite des Hauptunterzuges. Die sehr geringe Unterzugsrippenbreite von 30 cm konnte in ihrem unteren Teile auf keinen Fall vergrößert werden, jedoch war eine Verstärkung der Deckenplatte zwischen den Querträgern angängig. Andererseits mußte der vordere Hauptsims aus Marmor bis zur äußerst zulässigen Grenze abgeschnitten werden, um einen kräftigen Übergang von der Rippe zur

Platte ausbilden zu können. Die Platte ist jedoch als einseitiger Druckgurt eines Plattenbalkens nicht bis zum höchsten Breitenmaß von $\frac{1}{6}$ von Unterzugsmittle an gerechnet als wirksam angesehen worden, es ist vielmehr versucht, den Schwerpunkt der Druckzone durch besondere Gruppierung der Druck-Eiseneinlagen mehr über denjenigen der Zugzone zu verlegen (Fig. 7 u. 8). Einer Verdrehung dieses einseitigen Plattenbalkens ist erstens durch die Querträger, zweitens durch Bildung schief liegender Auflagerflächen (vergl. Fig. 6) begegnet. Um weiterhin an Eigengewicht zu sparen, ist die Breite der neben der Unterzugsrippe liegenden, auf 20 cm verstärkten Deckenplatte nach den Auflagern hin absatzweise verkleinert worden, so zwar, daß der mit den Querunterzügen absetzenden Staffellinie eine quadratische Parabel von der Scheitelhöhe gleich der größten Plattenbreite eingeschrieben werden konnte (in Fig. 2a punktiert).

Die Berechnung und Ausbildung der kontinuierlichen Deckenplatte und der Querunterzüge bieten nichts besonders Bemerkenswertes.

Beim Hauptträger sind Eigengewicht der Unterzugsrippe, einschließlich des voutenartigen Überganges in die Platte, Marmorsims, -architrav und -verkleidung, sowie die auf den vordersten Streifen von 0,55 m Breite entfallende Verkehrslast als gleichmäßig über die ganze Länge verteilt in Rechnung gestellt. Von der Druckgurtplatte ist angenommen, daß sie ihre Lasten zunächst wie die übrige Deckenplatte auf die Querträger und erst durch diese als Einzellasten auf die Hauptträger übertrage. Die sich hiernach für den Träger von 15,17 m theoretischer Spannweite ergebende Belastung setzt sich zusammen aus:

1. gleichmäßig verteilter Last: 1450 kg/m,
2. Einzellasten (vergl. Fig. 3):

$$\begin{aligned} P_1 = P_8 &= 1620 \text{ kg} \\ P_2 = P_7 &= 3880 \text{ „} \\ P_3 = P_6 &= 3450 \text{ „} \\ P_4 = P_5 &= 3380 \text{ „} \end{aligned}$$

Auf graphischem Wege ergibt sich

$$M_{\max} = 91,80 \text{ mt.}$$

Druckeiseneinlagen sind bei der äußerst geringen Konstruktionshöhe von 76,5 cm und den zulässigen Beanspruchungen von 40/1000 kg/qcm unvermeidlich. Durch zahlreiche Gegenbügel in Abständen, die der Knicklänge der Einzelstäbe entsprechen und durch teilweise Verbindung der oberen mit den unteren Eiseneinlagen durch Bügelumschlingungen (Fig. 7) ist jedoch versucht, auch die Druckeisen zur vollen Mitwirkung an der Aufnahme der inneren Kräfte heranzuziehen.

Zur Berechnung der Beanspruchungen sind die nachfolgenden allgemein gültigen Ableitungen benutzt*):

Bestimmungsgleichung für x:

$$b_0 \cdot x^2 + 2x \left\{ d(b - b_0) + n(f_e + f_e') \right\} = d^2(b - b_0) + 2n(f_e \cdot h + f_e' \cdot h')$$

Trägheitsmoment bezogen auf die neutrale Achse:

$$J_x = \frac{1}{3} \left\{ b \cdot x^3 - (b - b_0)(x - d)^3 \right\} + n f_e' (x - h)^2 + n f_e (h - x)^2;$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J_x},$$

$$\sigma_e = \frac{n \cdot M (h - x)}{J_x}.$$

Im vorliegenden Fall ist für Trägermitte:

$$M_{\max} = +9\,180\,000 \text{ cm} \cdot \text{kg},$$

$$b = 210 \text{ cm},$$

$$b_0 = 30 \text{ cm (als geringste Rippenbreite angenommen),}$$

$$d = 20 \text{ cm};$$

$$h = 76,5 - 8,5 = 68,0 \text{ cm};$$

$$h' = 4,0 \text{ cm};$$

$$f_e = 4 \text{ } \varnothing 44 + 8 \text{ } \varnothing 38 = 151,54 \text{ qcm};$$

$$f_e' = 10 \text{ } \varnothing 38 = 113,41 \text{ qcm}.$$

Es ergibt sich:

$$x = 24,2 \text{ cm}$$

und

$$J_x = 6\,041\,000 \text{ cm}^4;$$

also für obiges Maximalmoment:

$$\sigma_b = \frac{9\,180\,000}{6\,041\,000} \cdot 24,2 = 36,8 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 9\,180\,000}{6\,041\,000} (68,0 - 24,2) = 1000 \text{ kg/qcm}.$$

Um dem Momentenverlauf angepaßte Abstufungen der Plattenbalkenquerschnitte zu erhalten, sind für geringere Plattenbreiten und den entsprechenden Wegfall an Druckeisen sowie der zur Aufnahme von Schubspannungen aufgeboenen Zugeisen die Bestimmungsstücke x und J_x aus den bekannten übrigen Größen ermittelt worden. Hierbei sind Verstärkungen der Druckzone durch aus der Zugzone aufgeboene Eisen vernachlässigt worden. Es ist dann allgemein das

*) Vgl. M. Foerster: Das Material und die statische Berechnung der Eisenbetonbauten. Leipzig, Wilh. Engelmann.

Fig. 2^a, Untersicht.

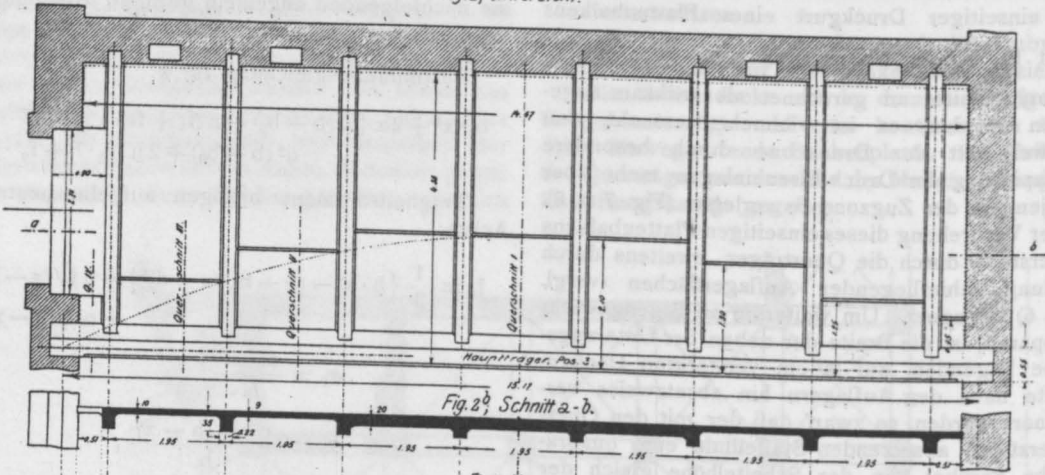


Fig. 2^b, Schnitt a-b.

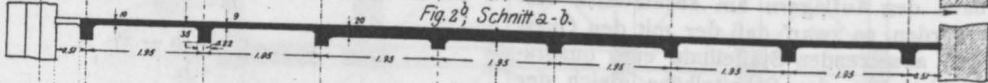


Fig. 3, Momente.

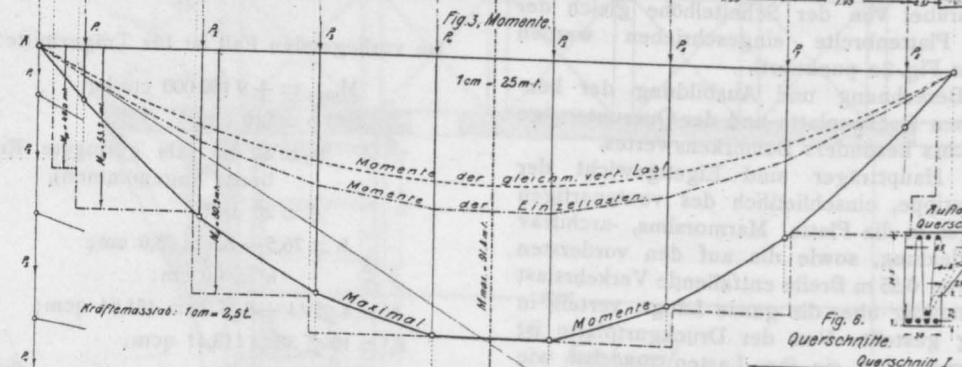


Fig. 4, Querkraft.

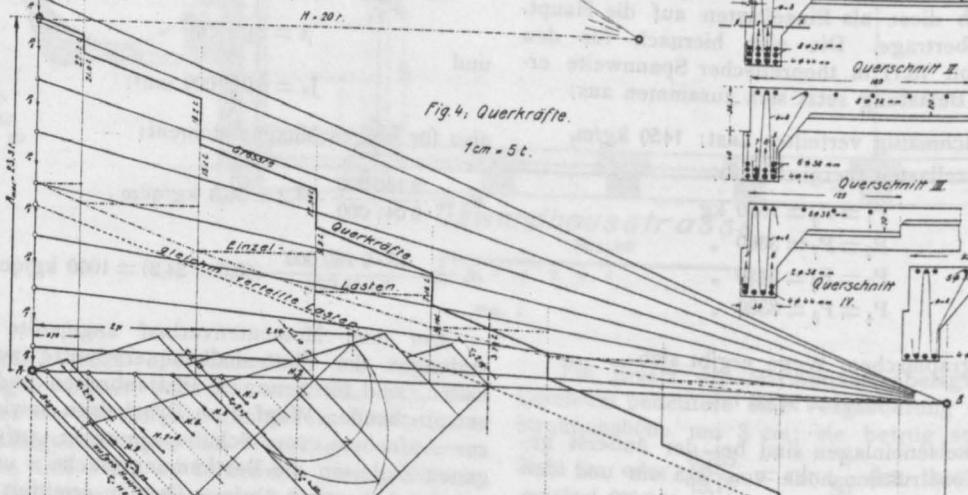


Fig. 5, Eiseneinlagen.



Fig. 6, Querschnitte.

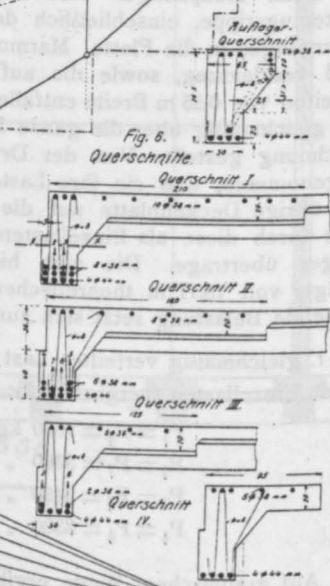


Fig. 2-6.

Moment, das durch einen solchen Querschnitt aufgenommen werden kann:

a) bei $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$

$$M_{x,b} = \frac{40 \cdot J_x}{x};$$

und b) bei $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$

$$M_{x,e} = \frac{1000 \cdot J_x}{n(h-x)}.$$

Für die vier ideellen Querschnitte (Fig. 6) ist jeweils der kleinere dieser Werte M_x als maßgebend in der Momentenfläche aufgetragen; hierdurch entsteht die der Maximalmomentenlinie umschriebene Staffellinie (Fig. 3). In allen Fällen ist dabei die Ausnutzung der zulässigen Eisenbeanspruchung bestimmend; die Betonspannungen schwanken zwischen 32 und 38 kg/qcm. Ein allmählicher Übergang des einen Querschnittes in den nächstschwächeren ist dadurch erreicht, daß

einzelnen Querschnitte wegen der großen Abweichungen ihrer Abmessungen jeweils besonders ermittelt.

So ist beispielsweise der Gang der Berechnung für den Abschnitt zwischen linkem Auflager und Querträger 2 der folgende:

Es werden insgesamt auf dieser Strecke sechs Eisen aufgebogen, von denen aber nur fünf zur Übertragung von Schubkräften geeignet sind, indem das eine Eisen (Nr. 4, vergl. Fig. 5) nur bis unter den Marmorsims geführt werden kann, so daß es also die neutrale Achse nicht durchsetzt.

Der Hebelarm der inneren Kräfte berechnet sich aus der Beziehung:

$$a = \frac{M}{f_e \sigma_e}.$$

Querschnitt IV unmittelbar neben dem Auflager:

$$M_{IV} = 4\,000\,000 \text{ cmkg},$$

$$\text{bei } \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm},$$

$$f_e = 4 \text{ } \varnothing 44 \text{ mm} = 60,8 \text{ qcm},$$

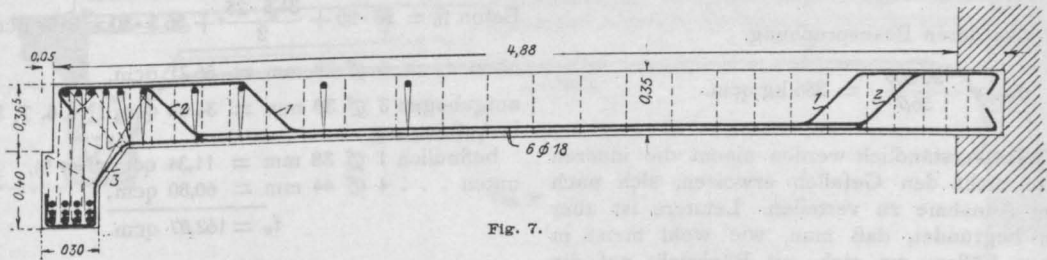


Fig. 7.

die in einem Feld entbehrlichen Zugeisen teilweise oder ganz erst im darauffolgenden Feld aufgebogen werden; eine gute Überleitung der Druckkräfte von einer Stufe in die andere erfolgt durch die Querträger.

Zur Berechnung der Schub- und Haftspannungen sind in Fig. 4 die Querkräfte für Teilbelastung des Hauptträgers, was bei der großen Länge der Galerie notwendig erscheint, mit Hilfe eines A-Polygons ermittelt. Die Berücksichtigung einer teilweisen Belastung erstreckt sich jedoch nur auf die Wirkung der Einzellasten, wobei außerdem die Annahme gemacht wird, daß diese von Null bis zu ihrem Höchstwert wachsen. Dies geschieht zum Vorteil einer größeren Sicherheit der Konstruktion gegen die Einwirkung von Schubkräften.

Die Eisenaufbiegungsstellen werden unter der Voraussetzung gesucht, daß der Beton bereits mit der zulässigen Schubspannung von 4,5 kg/qcm beansprucht sei. Der übrigbleibende Teil der Schubspannungsfläche läßt sich dann zerlegen in eine Dreiecksfläche, entsprechend welcher die aufzubiegenden Eisen verteilt werden sollen und in rhombische Flächenteile, welche einen Anhalt über die Abstufungen der Bügelteilung geben können. Der Hebelarm der inneren Kräfte wird für die

$$\text{wird } a = \frac{4\,000\,000}{60,8 \cdot 1000} = 65,7 \text{ cm}$$

$$\text{es ist } b_0 = 30 \text{ cm},$$

$$Q_0 = 23\,300 \text{ kg},$$

$$\text{also wird } \tau_0 = \frac{23\,300}{65,7 \cdot 30} = 11,8 \text{ kg/qcm}.$$

bei Querträger 1 links:

$$Q_{1,l} = 22\,200 \text{ kg},$$

$$a = 65,7 \text{ cm},$$

$$b_0 = 30,0 \text{ cm},$$

$$\tau_0 = \frac{22\,200}{65,7 \cdot 30} = 11,25 \text{ kg/qcm}$$

rechts:

$$Q_{1,r} = 21\,000 \text{ kg},$$

$$M_{III} = 5\,320\,000 \text{ cmkg},$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm},$$

$$f_e = 4 \text{ } \varnothing 44 + 2 \text{ } \varnothing 38 = 83,5 \text{ qcm},$$

$$a = \frac{5\,320\,000}{83,5 \cdot 1000} = 63,7 \text{ cm},$$

$$\tau_0 = \frac{21\,000}{63,7 \cdot 30} = 11,0 \text{ kg/qcm.}$$

Querträger 2 links:

$$Q_{2l} = 18\,200 \text{ kg,}$$

$$a = 63,7 \text{ cm,}$$

$$b_0 = 30,0 \text{ cm,}$$

$$\tau_0 = \frac{18\,200}{63,7 \cdot 30} = 9,52 \text{ kg/qcm.}$$

Den aufzubiegenden Eisen wird der, gleichmäßiger Belastung entsprechende, Teil der Schubspannungen zugewiesen. Die aus diesen sich ergebenden schiefen Zugkräfte berechnen sich für die ganze in Betracht kommende Strecke ($l_2 = 271 \text{ cm}$) zu

$$Z_2 = \frac{2,47 + 4,55}{2} \cdot 271 \cdot 30 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 20\,200 \text{ kg;}$$

bei

$$f_{e_0} = 5 \text{ } \varnothing \text{ 38 mm} = 56,7 \text{ qcm}$$

wird also deren Beanspruchung

$$\sigma_{e_0} = \frac{20\,200}{56,7} = 356 \text{ kg/qcm.}$$

Selbstverständlich werden einem die inneren Kräfte nicht den Gefallen erweisen, sich nach dieser Annahme zu verteilen. Letztere ist aber darin begründet, daß man, wie wohl meist in solchen Fällen, wo sich mit Rücksicht auf die Momente ein zu frühes Aufbiegen der unteren Eisen verbietet, dem Beton zunächst seine zulässige Beanspruchung von 4,5 kg/qcm zuweist und den Rest durch Eiseneinlagen aufzunehmen sucht. Die aufgebogenen Eisen sind hier aber auch ohne nennenswerte Überschreitung der zulässigen Eisenbeanspruchung imstande, die auf diesen Abschnitt entfallenden Gesamtzugkräfte zu übertragen, denn es ist:

$$\text{max. } Z_2 = \frac{9,52 + 11,8}{2} \cdot 271 \cdot 30 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 61\,200 \text{ kg,}$$

$$f_{e_0} = 56,79 \text{ qcm,}$$

$$\text{max. } \sigma_{e_0} = \frac{61\,200}{56,7} = 1080 \text{ kg/qcm.}$$

Die Bügelteilung wird entsprechend der nach dem Auflager hin staffelförmig zunehmenden Restfläche der Schubspannungsfigur ermittelt.

Bei Bügeln $\varnothing = 8 \text{ mm}$ und einem dreifachen Bügelquerschnitt in jeder „Bügelebene“ ist:

$$f_{e,b} = 1,51 \text{ qcm.}$$

Zwischen den Querträgern 1 und 2 ist:

$$Q_{1,2} = 30 \cdot 195 \cdot 2,55 = 14\,900 \text{ kg.}$$

Teilung = 10 cm, also sind auf diesem Abschnitt vorhanden:

$$\frac{195}{10} = 19,5 \text{ Bügelebenen, mit}$$

$$19,5 \cdot 1,51 = 29,45 \text{ qcm Bügelquerschnitt;}$$

die Beanspruchung der Bügel beträgt demnach

$$\sigma_{e,b} = \frac{14\,900}{29,45} = 506 \text{ kg/qcm.}$$

Da alle Bügel unten lange Endhaken besitzen und oben fest um die Eiseneinlagen herumgewunden sind, erscheint diese Beanspruchung zulässig, um so mehr, als in diesem Falle eigentliche Haftfestigkeit nicht in Frage kommen kann.

An der Übergangsstelle des Plattenbalkenquerschnittes in das Mauerwerk treten in dem in Fig. 6 (oben) dargestellten Querschnitte bedeutende Scherspannungen auf. Die Querschnittsfläche setzt sich dort zusammen aus:

$$\text{Beton } f_b = 55 \cdot 20 + \frac{31,5 \cdot 25}{2} + 56,5 \cdot 30 = 3190 \text{ qcm,}$$

$$\text{oben } f_e = 5 \text{ } \varnothing \text{ 38 mm} = 56,71 \text{ qcm,}$$

$$\text{aufgebogen 3 } \varnothing \text{ 38 mm} = 34,02 \text{ qcm (Nr. 6, 7, 8),}$$

$$\text{in Aufbiegung befänglich 1 } \varnothing \text{ 38 mm} = 11,34 \text{ qcm (Nr. 9),}$$

$$\text{unten } \dots 4 \text{ } \varnothing \text{ 44 mm} = 60,80 \text{ qcm,}$$

$$f_e = 162,87 \text{ qcm.}$$

Es wird außerdem eine sogenannte „Scherschlinge“ eingelegt, um gewissermaßen den mittleren Balkenteil an den im Auflager befindlichen Klotz anzuhängen. Hierdurch vergrößert sich f_e um $2 \text{ } \varnothing \text{ 38 mm} = 22,68 \text{ qcm}$, also ist insgesamt

$$f_e = 162,87 \text{ qcm,}$$

$$+ 22,68 \text{ qcm,}$$

$$\sum f_e = 185,55 \text{ qcm.}$$

Der gegen Abscherung wirksame Querschnitt berechnet sich zu

$$F = 3190 + (15 - 1) \cdot 185,55 = 5788 \text{ qcm,}$$

woraus sich eine Scherspannung

$$\tau_s = \frac{23\,300}{5,788} = 4,02 \text{ kg/qcm}$$

ergibt.

Die Haftspannung an den unten verbleibenden $4 \text{ } \varnothing \text{ 44 mm}$ würde sich ohne Berücksichtigung der vorhandenen Haken „Considèrescher“ Art berechnen zu

$$\text{max. } \tau_1 = \frac{11,8 \cdot 30}{4 \cdot 4,4 \cdot \pi} = 6,4 \text{ kg/qcm.}$$

Bei der Ausführung mußten die Haupteisen- einlagen größtenteils gestoßen werden, da sie erstens nicht in den erforderlichen Längen im Handel zu haben waren (ohne bedeutende Über- preise) und da zweitens die Galerie in dem be- reits fertiggestellten Gebäude erbaut werden mußte. Die Stöße dieser Eisen, die von der Mitte her nach beiden Seiten hin in die Auflager- höhlungen hineingeschoben wurden, sind durch beidseitige Schraubengewinde mit übergeschraub- ter Hülse — letztere aus massivem Stab ausge- bohrt — gebildet. Die Stoßstellen der einzelnen Eisen sind derart verlegt, daß der Kerndurchmesser nie über 1000 kg/qcm beansprucht wird; ferner liegen in einem Querschnitt höchstens 2 Stöße. Die Gewinde sind vor dem Zusammenfügen sauber gereinigt und mit dünner Zementmilch bestrichen worden.

auf 8 mm berechnete Durchbiegung für Eigen- gewichtsbelastung konnte bei der Ausschalung mit einem Griotschen Biegemesser zu nur 4 mm festgestellt werden; eine Bewegung an den Auflagern in horizontalem Sinne war nicht zu erkennen, obschon die betreffenden Fugen der Marmorverkleidung offen gelassen waren. Über den Säulenkapiteln ist ein etwa 1 cm hoher Zwischenraum verblieben, sodaß auch eine Auf- lagerung auf die „Marmorsäulen“ bei gänzlicher Belastung der Galerie nicht zu befürchten ist.

Sämtliche Einzelteile des Marmorarchitraves und des Hauptsimses erhielten kräftige in sie ver- dübelte Eisenhaken (Fig. 8), die vor dem Stampfen des Unterzuges nach genauer Verlegung un- wandelbar mit dem, durch die zahlreichen Bügel und aufgebogenen Eisen starr gewordenen, Eisen- gerippe desselben verbunden wurden. Auch die

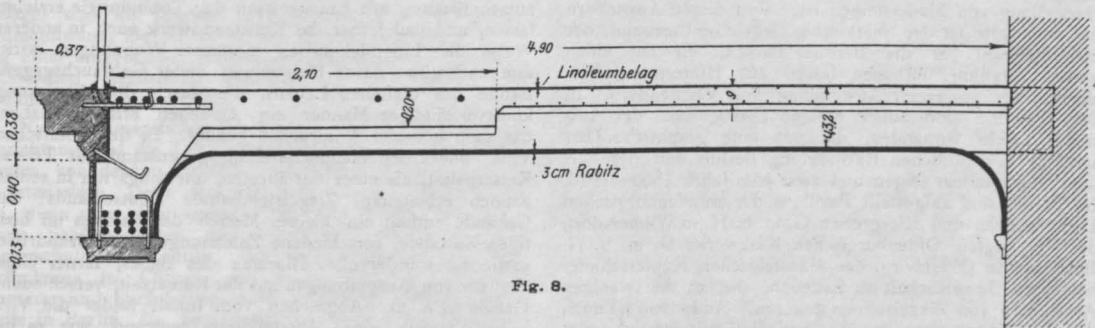


Fig. 8.

Die Schalung des Hauptunterzuges, die in ihrem unteren Teil unmittelbar durch den Marmor- architrav gebildet wurde, erhielt in Trägermitte 1,5 cm Stich. Über den Säulenkapiteln wurde der Zwischenraum durch Vergießen mit Gips und nachheriges Heraussägen desselben erhalten. Außerdem ist dafür Sorge getragen, daß sich das eine Balkenende beim Ausschalen und dementsprechenden Durchbiegen des Trägers (sehr geringe Konstruktionshöhe) bewegen konnte. Die sauber ausgespitzten Auflagerflächen sind daher mit Zementmörtel geglättet und mit gut abgeriebener Dachpappe bekleidet worden. Die Auflagerkopffläche hat zur Vermeidung des Anstampfens des Betons ein dünnes Blech mit um- gelegten Rändern und leicht zusammendrückbaren Verstärkungsrippen erhalten; Ränder und Rippen mußten aber so stark sein, daß sie das Aus- stampfen ohne Nachgeben aushielten. Bei der Setzung erhoffte man dann ein Zusammenpressen dieses Bleches, sodaß das Mauerwerk nicht in Mitleidenschaft gezogen werde. Die angenähert

Hauptpfosten des eisernen Geländers wurden in Winkelform unter die Druckeisen der Unterzugs- platte geführt und durch Verschnüren und Keil- unterlagen genau lot- und fluchtrecht in ihrer Lage festgehalten. Eine eventuelle Einwirkung des Geländers auf den Marmorsims ist dadurch ausgeschlossen.

Die Unterzugsrippe wurde bei der sehr engen Eisenlage mit Zementmörtel 1:3 ausgegossen, während die übrigen Teile der Galerie in üblicher Weise gestampft wurden.

Die besprochene Ausführung bestätigt den bekannten Vorzug des Eisenbetons sich selbst den weitgehendsten Forderungen anpassen zu können, begründet aber auch den berechtigten Wunsch nach einem Zusammenarbeiten von Architekt und Ingenieur in allen Fällen, in denen mit den ge- wohnten Mitteln nicht auszukommen ist.

Berechnung und Ausführung erfolgten durch die Firma Sächs. Eisenbetonbau-Ausführungen, F. Herm. Richter in Dresden, bzw. den Verfasser dieser Mitteilung.

BERICHT ÜBER DIE ZWEITE TON-, ZEMENT- UND KALKINDUSTRIE-AUSSTELLUNG IN BAUMSCHULENWEG-BERLIN (1. JUNI — 18. JULI 1910).

Von Dipl.-Ing. E. Conrad (Berlin).

Auf einem ungefähr 100 000 qm großen Gelände erhebt sich unweit Bahnhof Baumschulenweg im Südosten Berlins die „Zweite Ton-, Zement- und Kalkindustrie-Ausstellung“. Der Zweck der Ausstellung ist, den Fabrikanten in dem Wettbewerb der einzelnen Baustoffe untereinander neue Verwendungsmöglichkeiten der Rohstoffe zu zeigen, und den Architekten, Ingenieuren und Bauherren ein für ihren Bedarf erschöpfendes Studienfeld zu bieten. Dieser Zweck ist in hohem Maße erreicht worden.

Die älteste von den auf der Ausstellung vertretenen Industrien ist die Tonindustrie. Leider ist die Tonindustrie aber auf der Ausstellung nicht in dem Maße vertreten, wie sie es bei ihrer Größe, die sie trotz der Konkurrenz der Kalksandsteine und des Betons hat, verdienen würde. In der keramischen Haupthalle sieht man eigentlich nur 5 bis 6 Firmen, deren Hauptaufgabe die Herstellung von Mauersteinen ist. Von diesen Ausstellern der wichtigste ist der märkische Ziegeleibesitzerbund, der Hauptlieferant für die Berliner Bauten. Er hat einen großen Pavillon aufbauen lassen aus Hintermauerungsziegeln mit sparsamer Anwendung von Verblendern. In dem Pavillon sind außer einigen Erzeugnissen der Aussteller Tafeln vorhanden, die uns eine graphische Darstellung der baulichen Entwicklung Berlins und des Berliner Steinhandels zeigen und zwar vom Jahre 1860—1910. Im Freien sind aufgestellt Pavillons der brandenburgischen Dampfziegelei und Kiesgruben G. m. b. H. in Wilmersdorf, der Vereinigten Oldenburgischen Kalkwerke G. m. b. H. Bockhorn in Oldenburg, der Mansfeldischen Kupferschieferbauenden Gewerkschaft zu Eisleben, die zu den wenigen Ausstellern von Ziegelsteinen gehören. Außerdem ist noch der Erwähnung wert, der Musterfriedhof mit verschiedenen Grabdenkmälern, an dessen Herstellung hauptsächlich die Verkaufsgenossenschaft für Rathenower Ziegelfabrikate beteiligt ist.

Außer den Herstellern von Mauersteinen kämen bei der Tonindustrie auch die Verfertiger von Dachziegeln in Betracht, doch sind auch diese nur schwach vertreten: so z. B. die Firma Ludowici-München und Jockgrim in der Pfalz, die Verkaufsstelle „Vereinigte Sächsischer Dachziegelwerke“ Riessa, die Schlesischen Dachstein- und Falzziegelfabriken, vorm. G. Sturm A.-G. in Freiwaldau bei Liegnitz, sowie die Dampfziegelei von A. Burg, Akt.-Ges., Henningsdorf a. H.

Viel umfangreicher sind die Ausstellungen verwandter Industrien, z. B. diejenigen, welche sich mit der Erzeugung von feuer- und säurefesten Steinen, von Tonfliesen, Kacheln und ähnlichen befassen. Zu den Ausstellern dieser Gruppe gehören die Sächsischen Chamotte- und Dinaswerke „Saxonia“ zu Reichendorf-Lausigk i. S., die Oestchen Chamottewerke in Wittenberg, die Gewerkschaft „Alexander“ zu Freienwalde a. d. O., die Sächsischen Tonwerke A.-G. in Brandis, die Firma H. Polko, G. m. b. H., Bitterfeld, die Freienwalder Chamottefabrik Henneberg & Co., die alle Steinzeugwaren, Chamotte, waren, Verblendziegel und ähnliches ausgestellt haben. Eine wichtige Rolle in der Tonindustrie spielt die Keramik und die Feinkeramik, die Herstellung von Kacheln, Fliesen, Porzellangegegenständen, Vasen usw. In diesem Zweig der Tonindustrie bietet die Ausstellung sowohl dem Laien, wie dem Fachmann auch viel mehr als bei dem zuerst erwähnten, der Ziegelerzeugung. Von den Ausstellern in den Haupthallen kämen hier in Frage, die Ofenindustrie Velten, die einen großen Pavillon mit reichem und interessantem Inhalt aufgestellt hat, die Rotherschen Kunstziegeleien G. m. b. H., sowie die kera-

mischen Kunstwerkstätten Mutz & Rother G. m. b. H., beide in Liegnitz, die bekannte Firma Villeroy & Boch, die in den Fabrikaten ihrer Mettlacher, Merziger und Dresdner Fabrik den hohen Stand ihrer Ware zeigt. In der feinkeramischen Halle beanspruchen das größte Interesse die verschiedenen Meißener Firmen, ferner die beiden großherzoglichen Manufakturen in Darmstadt und Karlsruhe, sowie die königliche Porzellanmanufaktur in Berlin. Von den im Freien aufgebauten Pavillons der keramischen Industrie sind besonders bemerkenswert: Die Ausstellung der königlichen Majolikawerkstatt Cadinen, die Sonderausstellung der Unterelsässischen Tonindustrie von Sufflenheim und Betschdorf, sowie die sogenannte römische Villa. Die beiden erstgenannten Ausstellungen zeigen besonders, wie prachtvolle Wirkungen sich in der Raumausstattung durch gute Majoliken, durch Fliesenbelag, durch Deckenausschmückung mit Erzeugnissen der Tonindustrie erzielen lassen, und daß ferner das Kunsthandwerk auch in anderer Weise die Innendekoration moderner Wohnungen wirksam unterstützt durch Herstellung vieler Gebrauchsgegenstände des täglichen Lebens, die durch die Mitwirkung kunstverständiger Männer ein Aussehen erhalten haben, das auch höheren Ansprüchen genügt. In der „römischen Villa“ bildet den Hauptausstellungsgegenstand der Trierer Kaiserpalast, als einer der ältesten, allerdings nur in seinen Ruinen erhaltenen, Ziegelsteinbauten Deutschlands: das Gebäude enthält ein kleines Modell des Palastes im heutigen Zustande, verschiedene Zeichnungen und Grundrisse, sowie ein wundervolles Diorama des Baues, ferner Gipsabgüsse von Ausgrabungen aus der Römerzeit, verschiedene Gefäße u. a. m. Abgesehen vom Inhalt bildet die Villa selbst ebenfalls einen Ausstellungsgegenstand, wie es bei vielen anderen im Freien aufgestellten Pavillons ebenso der Fall ist: die Kunststeinarbeiten der römischen Villa, die verschieden freitragenden Wände, die Putzarbeiten, Plattenbekleidungen, die Malereien, die Dacharbeiten sind alle von bekannten Firmen zu Ausstellungszwecken hergestellt.

Neben der Tonindustrie spielen natürlich die Kalksandsteine, sowie die Kunststeinindustrie eine nicht unbedeutende Rolle. So hat der Verein der Kalksandsteinfabriken E. V. ein zweigeschossiges Gebäude errichten lassen, das vor Eröffnung der Ausstellung einem umfangreichen Brandversuch unterworfen war, bei dem sich die Kalksandsteine gut bewährt haben. Ferner sind Kalksandsteine in Verbindung mit allen anderen Erzeugnissen der Kalksteinindustrie ausgestellt in dem umfangreichen Pavillon des Vereins deutscher Kalkwerke. Ebenso interessant ist der Ausstellungsbau des Vereins der Zementwarenfabrikanten, der übrigens absichtlich während der Ausstellung selbst erst fertig gestellt wird, um dem Publikum einen Einblick in die Herstellung eines Kunststeinbaues zu geben.

Einen eigenen Bau aus Kalksandsteinen haben die Berliner Kalksandsteinwerke R. Guthmann G. m. b. H. aufgeführt. Den Ausstellungsbau als Ausstellungsgegenstand verwerten ferner u. a. die Firma M. Czarnikow & Co., Berlin, die Kunststeinwerke Gebrüder Friesecke, Berlin, die königliche Berginspektion Rüdersdorf (Mark), die Firma Rammelberg & Heicke, Altdamm (Zementkalk), der Deutsche Gipsverein usw. Erzeugnisse der Kunststeinindustrie, die zum Teil jahrelang der Witterung ausgesetzt waren und sich gut erhalten haben, sind außerdem an verschiedenen Stellen der Ausstellung aufgestellt, besonders auf dem Platz vor der Haupthalle. Ebenso muß hier der Pavillon der Rixdorfer Glasmosaikfabrik Puhl &

Wagner Erwähnung finden, der von einem bekannten Berliner Architekten entworfen, wundervoll zur Darstellung bringt, wie prachtvolle Wirkung sich durch sachgemäße Verwendung des Putzes und der Mosaiken erzielen lassen.

Daß auf einer Ausstellung der Baustoffindustrie das jüngste Kind dieser Industrie, der Eisenbeton, nicht fehlt, ist erklärlich; aber auch hier sind, wie bei der Ziegelsteinindustrie, nicht so viel Aussteller vorhanden, wie sie der Fachmann wünschen möchte. Es haben u. a. auf Eisenbetonbauten ausgestellt: die Aktiengesellschaft für Beton und Monierbau, M. Czarnikow, Wayss & Freitag, Steffens & Nölle, die Kahneisengesellschaft, alle in Berlin; ferner Wrissenberg-Bremen, Kell & Löser-Dresden, Weirich & Reinken-Stettin, Rud. Wölle-Leipzig. Von der letzten Firma stammen auch die Leitungsmasten auf dem Ausstellungsgelände.

Das Bindeglied zwischen den Stein- und den Eisenbetonkonstruktionen bilden in gewissem Sinn die Stein-Eisendecken und -Wände. Auch sie sind auf der Ausstellung mehrfach vertreten. Da ist die Westphal-, die Ackermann- und die Försterdecke, die alle auf ganz ähnlichem Prinzip beruhen, die Helmsche Wand, die lichen Prüfische, die Kesslerwand, die Burgwand (ohne Eisen-Einlage) und als jüngstes Erzeugnis dieser Industrie, die Lehmannwand, die vor mehreren Wochen mit gutem Erfolg einer eingehenden Belastungsprobe an der Königlich Sächsischen mechanisch-technischen Versuchsanstalt in Dresden unterzogen wurde.

Nicht unwesentliches Interesse beansprucht auch die Einrichtung und die Lehrmethode der verschiedenen Fachschulen, von denen ebenfalls einige auf der Ausstellung vertreten sind. Denn was nutzen die besten Rohmaterialien, wenn man nicht versteht, mit ihnen umzugehen. Es haben Schülerarbeiten und Lehrpläne ausgestellt: die Zieglerische Schule in Lauban, das keramische Institut des Technikums in Cöthen, die Fachschule für Maurer, Zimmerer und Dachdecker, sowie die zweite Handwerker-Schule in Berlin, die keramische Fachschule in Bunzlau, sowie in einem besonderen Raum die Königl. Preussischen Bauwerksschulen. Alle diese Ausstellungen lassen erkennen, daß die Lehrerschaft bestrebt ist, ihren Schülern eine sachgemäße und gute Fortbildung zukommen zu lassen.

Von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist die im Hauptsaal ausgestellte Sammlung guter Fabrikbauten des Werkbundes Dresden. Es sind hier die Zeichnungen von ungefähr 50 in jüngster Zeit in allen Gegenden Deutschlands entstandenen Fabriken aufgehängt, die uns zeigen, daß eine Fabrik nicht unbedingt einen langweiligen und eintönigen Eindruck zu machen braucht, sondern daß sie sich ganz gut ihrer Umgebung anpassen läßt: nur darf man dann eben nicht im Grund- und Aufriß dem alten Schema folgen, sondern muß einige Überlegung anwenden, um die beste und zweckmäßigste Form zu finden.

Daß auf einer Ausstellung der Bauindustrie die zur Herstellung der Baustoffe erforderlichen Maschinen eine große Rolle spielen, ist ganz erklärlich. So ist denn auch über ein Drittel des Ausstellungsplatzes von den Maschinenfabriken mit Beschlag belegt. Zunächst kommen bei der Bearbeitung des Materials die Baggermaschinen und ähnliches in Frage, die den Rohstoff aus seinem natürlichen Lager herausholen. Da wären zu nennen die Firmen Orenstein & Koppel, Arthur Koppel, Berlin, Ad. Bleichert-Orenstein & Koppel, Arthur Koppel, Leipzig, Menck & Leipzig, John Fowler & Co., Magdeburg. Menck & Leipzig, John Fowler & Co., Magdeburg. Diese Firmen haben alle sehr ingenieus erdachte und mit wenig Personal zu bedienende Baggermaschinen ausgestellt. Bei den Apparaten und Einrichtungen, die die weitere Fortbewegung des Materials zu richten, die die weitere Fortbewegung des Materials zu übernehmen haben, treten zum Teil die gleichen Firmen auf den Plan mit Hängebahnen (Bleichert), Schmalspurbahnen (Koppel, Fowler) usw. Zu den Ausstellern von Transportmitteln gehören weiterhin Firmen wie: Maffei,

München, der Bochumer Verein für Bergbau und Gußstahlfabrikation, die Firma Bülling, Braunschweig.

Wenn auch die Ziegelindustrie auf der Ausstellung nur wenig vertreten ist, so sind im Gegensatz dazu die bei der Herstellung der Ziegel zu verwendenden Maschinen in fast überreicher Fülle zu finden. Nur ein Maschinenfachmann könnte hier sachgemäßen Bericht erstatten. Da finden wir zunächst Maschinen, die zur Bearbeitung des Materials dienen, Naß- und Trockenkollergänge, Rohrmühlen und ähnliches, solche zur Herstellung der Ziegelsteine, mit den verschiedensten Mundstücken, Pressen für Falzziegel aller Art. Die meisten Firmen, die sich mit der Herstellung von Maschinen zur Bearbeitung des Materials befassen, verfertigen auch solche zur Herstellung der Steine, so z. B. Karl Händle, Mühlacker, Württemberg, die Gießerei und Maschinenfabrik Rieter & Koller in Konstanz, die Dresdener Gasmotorenfabrik vorm. M. Hillebrand, Dresden, die Firma F. E. Smith & Co., Kopenhagen, E. Laeis, Trier, alle in den Maschinenhallen. Im Freien in besonderen Pavillons haben ausgestellt: Dr. Gaspary & Co., Makranstädt b. Leipzig, die Nienburger Eisen- und Maschinenfabrik zu Nienburg a. S., die Rix-Gießerei und Maschinenfabrik vorm. Schlickeysen, das Kgl. Hüttenamt in Sonthofen, das Eisen- und Hartgußwerk Concordia, die Rheinische Maschinenfabrik G. m. b. H. Neuß a. Rh., die Firma Roscher & Co., Görlitz sowie Raupach G. m. b. H. in Görlitz. Ferner die Firma L. Schmelzer, Magdeburg, die eine komplette, moderne Dampfziegeleianlage aufgestellt hat; mehrere andere der genannten Firmen führen ebenfalls ihre Maschinen im Betriebe vor, so daß man die Herstellung von gewöhnlichen Ziegelsteinen, von Lochsteinen, Biberschwänzen, Falzriegeln usw. sehen kann. Bei der Herstellung des Hauptkonkurrenten der Ziegel, des Betons, spielt das Mischen eine sehr wichtige Rolle, und so sehen wir auch, daß die Betonmischmaschinen in ihrer Bedeutung von den Ausstellern nicht unterschätzt werden. Außer von einigen der genannten Firmen, die sowohl Ziegel- wie Betonmaschinen aufgestellt haben, sind Betonmaschinen vorhanden von den Firmen: Ph. Deutsch & Co., G. m. b. H., Berlin, Karl Peschke, Zweibrücken (Pfalz), dann Hüttenamt Sonthofen, die Maschinenfabrik Gauke, Gockel & Co. in Oberlahnstein und andere.

Außer den erwähnten Maschinenarten, sind noch viele andere auf der Ausstellung zu sehen, die mit der Baustoffindustrie in Verbindung stehen, doch würde es zu weit führen, sie in dieser gedrängten Übersicht alle zu nennen.

Von den übrigen Ausstellern kämen noch in Betracht die verschiedenen Sprengstoffabriken. Auch diese sind mehrfach vertreten; am lehrreichsten ist die gemeinsame Ausstellung von vier Fabriken aus Hamburg, Dresden, Cöln, die in der zweiten Maschinenhalle, zusammen mit der Dynamit A.-G. vormals Nobel einen Schnitt durch ein Gebirge aufgebaut haben, mit Angabe der verschiedenen Sprengstoffarten und auch der beim Sprengen in Frage kommenden Vorsichtsmaßregeln. Ferner haben auch noch einige Zivilingenieure ausgestellt, die sich mit der Konstruktion von Bauwerken mit den auf der Ausstellung vertretenen Materialien oder mit der von Ziegelöfen und ähnlichen befassen.

Die Zementfabrikation, die in der Industrie eine nicht unbedeutende Rolle spielt, ist hauptsächlich durch die Firma G. Polysius, Dessau, vertreten, die sehr gute Lichtbilder von mehreren von ihr ausgeführten Zementfabriken zur Darstellung gebracht hat.

Zuletzt möchte ich noch das Materialprüfungswesen erwähnen, dessen Wirksamkeit zur Blüte der Baustoffindustrie nicht wenig beigetragen hat. Sein Hauptvertreter ist das Königliche Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde, das in einer umfangreichen Ausstellung einen maßgebenden Begriff von seiner Bedeutung für die moderne Baustoffindustrie gibt; es wird in seinem Wirken in Bezug

auf die Ton-, Kalk- und Zementindustrie unterstützt von verschiedenen Laboratorien, so hauptsächlich dem der Tonindustriezeitung, durch dessen Ausstellung man ebenfalls einen guten Einblick in das Baustoffwesen erhält.

Wenn ich auch in meiner kurzen Übersicht kein erschöpfendes Bild von einer Ausstellung geben kann, deren Vorbereitung 5 Jahre in Anspruch genommen hat, so hoffe ich doch, den Lesern einen Begriff von der Reichhaltigkeit des Gebotenen gegeben zu haben.

Ich möchte übrigens noch hinzufügen, daß jeden Donnerstag um 6 Uhr abends in dem Festsaal der Ausstellung wissenschaftliche und volkstümliche Vorträge gehalten werden, in denen bekannte Fachmänner sich über einzelne auf der Ausstellung vertretene Gebiete auslassen. Auch verdient hervorgehoben zu werden, daß sich die Ausstellung eines regen Besuches von seiten der Vereine der Bauindustrie erfreuen, die zum Teil ihre Hauptversammlungen in der Ausstellung selbst abhalten.

LITERATURSCHAU.

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

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Le ciment fin. Übersetzung des Vortrags von Dr. Dreyer vor dem Dtsch. Portl.-Zem.-Fabr.-Verein. Le Ciment 1910. Nr. 4.

Zur „Entmischungsfrage“. Vorteilhafte Verwendung von Windsichtern. Von Dr. E. Bogdahn. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 51.

Hercyniazement. Es ist gerichtlich festgestellt, daß der H.-Zement ein Schlackenzement genannt werden muß und in seiner Druckfestigkeit den deutschen Normen nicht entspricht. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 57.

Über Erzzement, Pat. F. Krupp. Für diesen hat E. Maynard eine gute Beständigkeit im Meerwasser festgestellt. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 57.

L'aquabar. Besprechung dieses Mittels zur Erzielung wasserdichten Betons. Es hat sich gut bewährt und beeinträchtigt keineswegs die Festigkeit des Baustoffs. Le Ciment 1910. Nr. 4.

Beton mit mineralischen Ölen. Der Beton soll „durch Beimischung asphaltischer Öle die vorteilhaften elastischen Eigenschaften des Asphalts“ erhalten, weniger schwinden und keine Feuchtigkeit aufnehmen. Beton und Eisen 1910. Nr. 6.

The setting of Portland Cement. Durch Versuche wird der wesentliche Einfluß richtigen Wasserzusatzes bei der Mörtelbereitung gezeigt. Engineering 20. Mai 1910.

Reinforcing Concrete with Structural Steel Shapes. Zur Bewehrung von Plattenbalken werden Walzprofile (Winkel- und Flach-eisen) an Stelle von Rundeisen als billiger vorgeschlagen. Engineering News 5. Mai 1910. S. 528.

A Portable Stone Crushing and Concrete Mixing Plant for Street Railway Work. Fahrbare kombinierte Steinbrech- und Betonmischmaschine zum Bau von Straßenbahnen. Mit. Abb. Engineering News 28. April 1910. S. 505.

2. Prüfung und Untersuchung.

Du rôle de la chaux dans le Portland. Ausführliche chemische Betrachtungen über den Wert eines größeren Kalkgehalts im Portlandzement. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 4.

Studio microscopico di un portland naturale italiano. Mikroskopische Untersuchung der Vorgänge beim Anrühren und Abbinden des Zementes mit destilliertem Wasser. Von Dr. S. Bosio. Il Cemento 1910. Nr. 9.

Über das Abbinden und Erhärten des Zementes. Von Dr. Ernst Stern. Erklärung des Abbindevorganges auf Grund von Beobachtungen am einzelnen Zementkorn, wobei der Zement in Gelatine eingebettet war. Mit guten Abb. Mitt. Mat. Prüf. Amt Gr.-Lichterfelde 1910. Nr. 4.

Action des électrolytes sur la prise du ciment Portland. Der Einfluß verschiedener Salze auf das Abbinden des Zementes (beschleunigend und verzögernd) wird erklärt und zahlenmäßig mitgeteilt. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 4. — Stahl und Eisen 1909. Nr. 50. S. 1815.

Beton mit Salzzusatz. Zur Untersuchung des Einflusses von Salzsole auf Beton wurde dieser verschieden lange Zeit in Sole gelagert und dann geprüft. Dabei zeigte sich ein Abfall der Festigkeit je nach der Länge der Lagerzeit in Sole. Setzte man aber dem Beton beim Anmachen 3 v. H. Kochsalz zu, so zeitigte die Lagerung in Salzsole keine Festigkeitsverminderung. Dr.-Ing. v. Emperger vermutet, daß die Schädigung des Betons durch Diffusionserscheinungen bewirkt wird, die beim Zusatz von Kochsalz nicht oder nicht in dem Maße auftreten. Die Bestätigung dieser Tatsache würde für die Verwendung von Beton im Meerwasser von außerordentlichem Werte sein. Beton und Eisen 1910. Nr. 7.

300

Sea Water Test of Portland Cement Bericht über zehnjährige Versuche der Vereinigung skandinavischer Zementfabrikanten über das Verhalten von Portlandzement im Meerwasser. Die Zerstörung des Mörtels ist nicht auf chemische Wirkung sondern auf mechanische Ursachen, wie Frost zurückzuführen. Cement Age März 1910.

Das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Auszug aus dem Berichte des Kgl. Mat. Prüfungsamtes Gr.-Lichterfelde. s. L. Jan. 1910. I, 2. S. 40/41. Zentralbl. d. Bauv. 1910. Nr. 38.

The Effects of Sewage and Sewage Gases on Portland Cement Concrete. S. H. Chambers kommt in einem Vortrage zu dem Schlusse, daß die Gase, die in den Abwässern gelöst sind oder ihnen entweichen, dem Beton nur schädlich sind bei hohem Fäulnisgrad, bei feuchter Oberfläche, die die Gase absorbiert, und bei Luftzufuhr. Concrete and Const. Eng. Mai 1910.

Zementröhren in Moor- oder Grundwasser. Beispiel und chemische Ursachen der Zerstörung von Zement im Moorwasser. Zement und Beton 1910. Nr. 22.

Some Temperature Readings in Setting Concrete. Temperaturbeobachtungen während des Abbindens einer Kanalwand. Nach 9 Tagen Größtwert, dann langsames Abnehmen. Engineering News 19. Mai 1910.

Fire Resistance of Cinder Concrete. Schlackenbeton hat sich bei Versuchen als feuersicher bewährt, geringer Kohlegehalt unschädlich, dagegen Auswaschen der Schlacke nachteilig. Engineering Record 30. April 1910. S. 584.

Gesteinsuntersuchungen. Ergebnisse und Besprechung. Mitt. Materialprüf. Gr.-Lichterfelde 1910. Nr. 4.

Normen für Traßprüfung. Auszug. Beton und Eisen 1910. Nr. 6. — s. L. Mai 1910. I, 2. S. 222.

Building Laws and Insurance. Dem Bericht des Ausschusses der Nat. Assoc. of Cement Users ist als erwähnenswert zu entnehmen, daß bei einer Rundfrage 26,6% von Betongebäudebesitzern eine Feuerversicherung für nicht nötig halten. Cement Age März 1910.

II. Theorie.

Berechnung von Balken unter kreuzweise bewehrten Platten. Ermittlung der Momente eines Trägers auf 2 Stützen und des durchgehenden Trägers unter Dreiecklast; zeichnerisches Verfahren. Von B. Löser. Zement und Beton 1910. Nr. 20/21.

Methods of Compute Flat Reinforced Concrete Plates. Verschiedene Methoden der Berechnung von auf Säulen ruhenden Eisenbeton-

platten nach der Theorie allseitig aufliegender Platten. Mit Abb. Engineering Record 9. April 1910. S. 493.

Die lotrechte Bewehrung der zylindrischen Behälterwand. Von Dipl.-Ing. Mayer. Das untere (und obere) Spannungsmoment der lotrechten Wand zylindrischer Behälter wird rechnerisch ermittelt. Ableitung einfacher Formeln. Beton und Eisen 1910. Nr. 7.

Zur Aufnahme der Querkraft in Eisenbetonbalken. Von Prof. Dr.-Ing. Hotopp. Ermittlung der Schubspannungen und der zu ihrer Aufnahme notwendigen abgelenkten Eisen unter Berücksichtigung des tatsächlichen elastischen Verhaltens zwischen Beton und Eisen. Führt zu verhältnismäßig einfachen Formeln. Anwendung auf ein Beispiel. Beton und Eisen 1910. Nr. 7.

Versuche mit verdübelten und verstärkten Balken. Ergebnisse mit Abb. Glas. Annalen 1910. Nr. 9.

Graphische Tabelle zur Ermittlung der Betonspannungen und der Eiseneinlagen in Eisenbetonunterzügen. Gilt für Plattenbalken, wobei nicht zu untersuchen notwendig ist, ob die Nulllinie in der Platte oder darunter liegt. Grundlage $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, $n = 15$. Mit Abb. Deutsche Bztg. Mitt. 1910. Nr. 10.

Zur Theorie des durchlaufenden Trägers. Von Prof. Dr. Henneberg, Darmstadt. Zeichnerisches Verfahren nach O. Mohr, bei dem die Ermittlung der Festpunkte nicht notwendig ist. Die Untersuchung des durchlaufenden Trägers wird zurückgeführt auf eine mehrfache Untersuchung eines in 2 Punkten gelagerten Trägers. Z. Arch. u. Ing.-Wes. 1910. Nr. 3.

The Analytic Calculation of a Concrete Arch. Formeln und Tabellen zur Berechnung des eingespannten Gewölbes unter einer wandernden Einzellast. Engineering News 12. Mai 1910.

Mehrstöckige Rahmenkonstruktionen. Von Dipl.-Ing. Baumstark. Ableitung einfacher Gleichungen auf Grund vereinfachender Annahmen für einige Sonderfälle. Beton und Eisen 1910. Nr. 7.

III: Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Der umschnürte Beton. Considère wendet sich gegen Schlußfolgerungen, die aus den Versuchen Talbots gezogen worden sind (L. März 1910. III, S. 133), und die dem umschnürten Beton praktische Vorteile absprechen. Der Fehler liegt nach C. aber darin, daß Talbot Säulen ohne Längsbewehrung, nur mit Umschnürung geprüft hat; diese ist aber ohne Längseisen viel weniger wirksam. Eine französische Kommission zum Studium des umschnürten Betons hat deshalb ausdrücklich betont, daß die umschnürten Säulen mindestens 6 Längsstäbe enthalten müssen, daß deren Volu-

men nicht weniger als $\frac{1}{3}$ der Spiralbewehrung und mindestens $\frac{1}{200}$ des Betonvolumens sein muß. Auf die große Dehnbarkeit des umschürten Betons legt C. besonderen Wert. Beton und Eisen 1910. Nr. 6. — Spirally armoured Concrete Engineering, 6. Mai 1910.

Eisenbeton-Kontrollbalken. Von Prof. Suenson, Kopenhagen. Balken, aus deren Biegefestigkeit auf die Druckfestigkeit des Betons geschlossen werden sollen, müssen eine starke Bewehrung erhalten; deren untere Grenze wird von der Güte des Betons bestimmt; bei zu geringer Bewehrung [ist die Tragfähigkeit nur ein Maß für die Streckgrenze des Eisens. Aus den mitgeteilten Zahlen geht hervor, daß die Eiseneinlage fast gar keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit der Balken ausübt, wenn der Beton schwach ist, dagegen einen sehr großen Einfluß, wenn der Beton fest ist. Weitere praktische Vorschläge. Prof. Suenson erwartet die tatsächliche Biegefestigkeit nicht größer als die Würfel Festigkeit, und erklärt die aus Versuchen errechneten größeren Werte aus der unzutreffenden Annahme der Biegungsspannungen. Beton und Eisen 1910. Nr. 6.

A test of a reinforced concrete floor. Belastete dem Feuer ausgesetzte und dann mit Wasser bespritzte Eisenbetondecke zeigt bleibende Durchbiegung. The Engineer 3. Juni 1910.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Die neuen ministeriellen Vorschriften über die Beanspruchung flußeiserner Träger und ihre Wirkung auf den Eisenbetonbau. Die dem Eisenbau gewährten Vorteile werden zahlenmäßig festgestellt und auch für den Eisenbetonbau gefordert. Zement und Beton 1910. Nr. 19/20.

Vorschriften für Eisenbetonbauten. Die neuen schweizerischen Vorschriften; Vergleich mit anderen Vorschriften; Vorschläge zur Verbesserung. Von E. Voßnack. Z. d. V. d. I. 1910. Nr. 18.

Bestimmungen für Eisenbeton in Ungarn. Kurze Inhaltsangabe. Zement und Beton 1910. Nr. 18/19. Besprechung von Baurat Natorp. Beton und Eisen 1910. Nr. 7 u. 8.

V. Ausführungen.

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

Concrete Blocks and Bricks. Vorteile und Anwendungsmöglichkeiten von Betonsteinen. Engineering Record 2. April 1910. S. 374.

Kunststein und Naturstein. Verfasser tritt in zum Teil anzuerkennenden Ausführungen

für den Kunststein ein. Zement und Beton 1910. Nr. 19/20.

Mosaikbekleidungen für Beton. Über die Art ihrer Befestigung. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 18.

Concrete Pottery and Garden Furniture. Photographien von Tisch-, Vase- und Sonnenuhr aus einem Buche mit obigem Titel von R. C. Davison. Concrete and Constr. Eng. Mai 1910.

2. Ausführungen im Hochbau.

Eisenbetonpfähle. Angabe zahlreicher Einzelheiten einer amerikanischen Ausführung; Abmessungen, Bewehrung und Arbeitsvorgang beim Stampfen (liegend) und beim Rammen mit Spülung; Festigkeit. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 21.

Ein neues Betonpfahlgründungsverfahren. Von Dipl.-Ing. Joannini. Neu ist nur die Ausbildung der Pfahlspitze; das übrige Verfahren, Einrammen eines Blechrohres und Ausfüllen mit Beton, ist bekannt und schon gebräuchlich. Die Spitze wird durch Überlagerung eines eigenartig ausgeschnittenen Bleches gebildet und mit einem Holzklötzchen ausgefüllt. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 6.

Die Gründung des Kühlhauses auf dem Schlachthofe in Tilsit. Von Rgbmst. Janßen. Gründung auf Betonpfählen. Ein Blechrohr mit Eisenbetonspitze wird eingerammt und mit Beton ausgefüllt. Vgl. vorstehend. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 7.

Eisenbetonkonstruktionen im Neubau der Bismarck-Realschule Stettin. Kassettendecken, ringsum gelagert, zur Schalldämpfung Ausfüllung mit Schlacken und Schlackenbeton, darüber Zementestrich. Stützen mit Längsbewehrung von 4 L-Eisen statt der üblichen Rundeisen. Kosten ohne Auffüllung, Fußboden, Putz: Kassettendecke 1 qm 17,50 M; Treppenpodest 1 qm 18 M; gehobelte Schalung besonders 1 qm 2 M; Treppenstufen (einschl. Wangenträger) 1 lfd m 9,50 M. Zeitschr. Arch.- und Ingenieurwesen 1910. Nr. 3. — Beton und Eisen 1910. Nr. 7.

Ein neues System zur Herstellung von Eisenbeton-Deckenkonstruktionen. Das System soll ganz außerordentlich geringe Bauhöhen ermöglichen; dabei scheint die allseitig gelagerte Platte eine große Rolle zu spielen. Doch kann sie allein nicht den großen Unterschied gegenüber der üblichen Bauweise bedingen; näheres ist aus den Angaben nicht zu ersehen. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 6.

Die Siegwartdecke. Ausführliche Beschreibung mit Berechnung. Betonzeitung 1910. Nr. 20.

Solai in cemento armato. Beschreibung zweier Hohlsteindecken, von Perret & Farrant und von Carrière & Forestier. Fertige Hohl-

steine werden verlegt und bilden die Form und Schalung für den eigentlichen tragenden Teil aus Eisenbeton, der die Form eines Plattenbalkens erhält. Mit Abb. *Il Cemento* 1910. Nr. 7 u. 9.

Plancher tubulaire en béton armé, Syst. Herbst. Ausführliche Beschreibung der Hohlsteindecke Herbst, mit Berechnung und Abb. *Revue mat. constr. trav. publ.* 1910. Nr. 4.

Eisenbetonkonstruktionen der Eisensegnungshalle in Rostock-Damerow. Von Ing. Gausgusch. Rahmenbinder von rd. 17 m Höhe und 13 m Spannweite, dessen oberer Teil aus Ständerfachwerk (ohne Streben) besteht. Die Dachhaut ist aus Hohlsteinen hergestellt. Einzelheiten mit Abb. und Berechnung. *Beton und Eisen* 1910. Nr. 6.

Reinforced Concrete Factory at Hayes. Musikinstrumentenfabrik von 59×15 m Grundriß mit 4 Stockwerken in reinem Eisenbeton. Mit vielen Zeichnungen und Abb. *Concrete and Constr. Eng.* Mai 1910.

Bau einer Zementfabrik. Dr.-Ing. Genel. U. a. Doppelrahmenbinder von $2 \cdot 8,50$ m Spannweite und 15 m Höhe. Abb. und Berechnung. *Beton und Eisen* 1910. Nr. 6.

Reinforced Concrete Houses. Vortrag über verschiedenen Zwecken dienende Eisenbetonhäuser, besonders in bezug auf architektonische Einzelheiten. Photographien von Villen, Landhäusern, Innenansichten. *Cement Age*. März 1910.

Eine Zuschauertribüne in Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Rappold. Breite $21,34$ m, Länge über 150 m. Angabe von Einzelheiten, insbesondere beachtenswert die sorgfältig konstruierte Schalung. Beschreibung und Abbildung eines einfachen Abstandhalters aus Flacheisen (nach Taxis), der eine sichere Lage der Eisen gegeneinander und gegen die Schalung gewährleistet, ohne den Betonquerschnitt zu schwächen. Gute Abb. *Beton und Eisen* 1910. Nr. 7.

A Cricket Concrete Chimney. Ein mit Rissen bedeckter Eisenbetonschornstein von 25 m Höhe wird durch einen $12,6$ cm starken Eisenbetonmantel umhüllt. *Engineering Record* 9. April 1910. S. 491.

Forms For A Concrete Water Tank. Zylindrischer Wasserbehälter, $7,2$ m innerer Durchmesser, $4,8$ m Höhe mit 20 cm starken Eisenbetonwänden. Nähere Angaben über die Einschaltung. Mit Abb. *Engineering Record* 7. Mai 1910. S. 168.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Piers Of The Penhorn Creek Railroad Viaduct. Pfeilergründung auf $17-20$ m langen, horizontal gestampften Eisenbetonpfählen $1:2:4$. Querschnitt $20,3 \times 20,3$ bis $40,6 \times 40,6$ cm. Mit Abb. *Engineering Record* 2. April 1910. S. 401.

Gründung eines Brückenpfeilers auf Braunkohlenuntergrund. Vorbohren der

Löcher für die hölzernen Gründungspfähle, damit der Zusammenhang der Kohle an der Oberfläche nicht gestört wurde. Nähere Beschreibung mit Abb. *Zementbl. d. Bauv.* 1910. Nr. 35.

Bridge Floor Construction. Brückentafel aus I-Eisen und Beton. *Engineering Record* 2. April 1910. S. 378.

Ponte Regina Elena sul Bisagno in sostituzione del vecchio ponte Monticelli a Genova. Straßenbrücke von 12 m Breite in Genua; Balken aus Eisenbeton von $9,35$ Lichtweite, $0,35 \cdot 0,80$ m bzw. $0,45 \cdot 0,80$ m Querschnitt. Fußwege vollständig ausgekragt. Kurze Beschreibung mit Abb. *Il Cemento* 1910. Nr. 7.

Straßenbrücke mit versenkter Fahrbahn. Schiefe Straßenbrücke (44°), freie Öffnung 17 m, Fahrbahn 5 m, 2 Fußsteige zu je 50 cm. Hauptträger parabelförmig; Querträger aller 1 m, Fahrbahnplatte 10 cm stark, mit 4 cm Asphaltbelag. Kosten $11\,000$ Kr. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1910. Nr. 6.

A Concrete Girder Bridge With Curved Bottom Chord. Plattenbalkenbrücke für Straße von $9,2$ m Weite mit Bogenträgergestalt. Mit Abb. *Engineering Record* 9. April 1910. S. 488.

Ponte in cemento armato sulla Sprea a Lübben. *Il Cemento* 1910. Nr. 9.

Widening Piney Creek Bridge, Washington. Verbreiterung einer Betonbogenbrücke durch Erbauung einer neuen mit $4,56$ m lichtigem Abstand und Überbrückung desselben mit I-Trägern und Eisenbetonplatte. 13 Wölbstücke. Mit Abb. *Engineering Record* 2. April 1910. S. 460.

A Three-Hinged Reinforced Concrete Arch Viaduct. Straßenüberführung durch einen Eisenbetondreigelenkbogen, Fahrbahn unten, mit fertigen Wölbstücken montiert. Mit Abb., auch der Montage. *Engineering Record* 30. April 1910. S. 576.

The East Olive Avenue Bridge in Spokane, Wash. Eisenbetonbogenbrücke mit 5 Öffnungen von je 31 m Weite, Fußwege $3,65$ m ausgekragt, auf Lehrgerüst gestampft. *Engineering Record* 2. April 1910. S. 408.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Eisenbeton-Uferbefestigung an der Flußbadeanstalt der Stadt Stettin. Einzelne Monierplatten, 6 cm stark, $1,50 \cdot 0,50$ qm, liegen auf Quer- und Längsschwellen aus Eisenbeton in Sandbettung, hat sich gut bewährt. Mit Abb. *Beton und Eisen* 1910. Nr. 6.

Construction Of The Belle Fourche Dam. Belegen eines Dammes mit Betonplatten $2 \times 1,5 \times 0,2$ m mittels Krans. Mit Abb. *Engineering Record* 2. April 1910. S. 466.

Breakwaters at Vorupør and Haustholm, Jutland. Wellenbrecher aus 20 t Betonblöcken

1:3:6 mit Zement vergossenen Fugen. Mit Abb. Engineering 27. Mai 1910.

A Concrete Dock On The Chicago River. 500 m langes Bollwerk nur in Eisenbeton (auch Anker). Mit Abb. Engineering Record 2. April 1910. S. 478.

Wharf At Dives, France. 58 m langes Bollwerk. Pfähle und Spundwand aus Eisenbeton in einem Stücke gerammt. Mit Abb. Concrete and Const. Eng. Mai 1910.

Deep Pneumatic Foundations For New York Municipal Building. Gründung eines städtischen Gebäudes von 25—40 Stockwerken auf 81 Eisenbeton-, 10 Holz- und 16 Eisensenkstätten. Mit Abb. Engineering Record 2. April 1910. S. 448.

Concrete Piers, Port of Genoa. Pfeilergründung auf Eisenbetonsenkstätten. Mit Abb. Engineering 20. Mai 1910.

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

Reinforced Concrete In Railway Construction. Anwendung des Eisenbetons im amerikanischen Eisenbahnbau: Stationsgebäude, Wasser-, Kohle-, Sand- und Aschebehälter, Rundschuppen, Signaltüren, Wagenschuppen, Getreidesilos, Kais, Schwellen, Telegraphenpfosten werden in Wort und Bild vorgeführt. Concrete and Const. Eng. Mai 1910.

Cement Pipe For Sewer Purposes. Die Tonrohre bei Entwässerungsanlagen werden immer mehr durch Betonrohre verdrängt. Tabelle über gebräuchliche Abmessungen von 10—91 cm Durchmesser und 1,9 bis 7,6 cm Stärke, Mischung 1:3. Cement Age März 1910.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

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

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

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

Patent-Anmeldungen.

- 37a. E. 15 041. Verfahren zur Herstellung einer Eisenbetondecke mit sich kreuzenden Rippen und dazwischen liegenden Formsteinen und danach hergestellte Eisenbetondecke. Robert Eichberg, Breslau, Tauentzienstraße 48. 3. 9. 09.
- 80a. B. 55 911. Vorrichtung zum Reinigen und Sortieren von Ton. Michael Bohn, Nagyikinda, Ungarn.

Patent-Erteilungen.

- 37b. 223 076. Eisenbetonbalken, bei welchem die Scherbügel durch Löcher der Versteifungsrippe der Haupteisenrinne hindurchgehen. Theodor Otto Franke, Berlin, Freisingerstr. 19. 17. 1. 09. F. 26 878.
- 80a. 223 010. Formvorrichtung zur Herstellung von mit durchgehenden Hohlräumen versehenen Betonbalken mit kastenförmigem, verschiebbar gelagertem Kernträger. Giacomo Marzoli, Aigle, Schweiz.
- 80a. 223 398. Wagen zum Befördern von Tonwaren und Trockengerüsten mit heb- und senkbaren Greifwagen. Richard Hein, Danzig-Langfuhr, Johannistal 9. 4. 6. 08. H. 43 819.
- 80a. 223 399. Transportanlage für Ziegel und andere Stoffe. Wilhelm Eckardt, Cöln, Richard Wagnerstraße 22. 8. 12. 08. E. 14 134.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37a. 420 279. Mauer für Gebäude. Erwin Hirt, Königshütte, Kattowitzerstr. 21. 4. 10. H. 45 888.
- 37a. 420 663. Eisenbetonhohlbalken. C. Platow, Lehe. 12. 4. 10. P. 17 200.

37b. 420 391. Bogenförmig ausgebildeter Eisenbeton-Überlagsträger mit eingebetteten, durch Querbänder verbundenen Längsstäben. Kircher & Osteroff G. m. b. H., Essen-Rüttenscheid. 23. 4. 10. K. 43 409.

37d. 420 256. Betonplatte für glasierte Trägerdecken. A. Sandner, Hennigsdorf a. H. 15. 4. 10. S. 21 874.

37d. 420 257. Transportable Betonkappe für glasierte Trägerdecken. A. Sandner, Hennigsdorf a. H. 15. 4. 10. S. 21 875.

80a. 420 792. Anlage zur künstlichen Versteinering von Zementplatten und Dachziegeln, bestehend aus einem zellenartigen Bauwerk mit selbsttätiger Wasserversorgung. Hermann Landgraf, Nordheim v. d. Rhön. 11. 3. 10. L. 23 814.

37a. 423 374. Eisenbetonhohlplatte mit seitlich angebrachter Muffe und Rille. M. Faist, Krumbach, Schwaben. 11. 4. 10. F. 22 084.

37b. 422 977. Eisenbetonsäulenfuß. Bruno Heine, Magdeburg, Schroterstr. 47. 11. 5. 10. H. 46 203.

37b. 423 076. Eisenbetonhohlsteinbalken zur Herstellung von Eisenbetondecken. Köster & Schreiber, Essen-Rüttenscheid. 29. 4. 10. K. 43 547.

37b. 423 138. Wölstein aus Zementbeton mit schrägem Leistenansatz. K. Kees, Tettnang, Württemberg. 12. 5. 10. K. 43 708.

80a. 423 293. Auseinandernehmbarer Formkasten mit Kernform zur Herstellung von Eisenbetonhohlbalken. C. Platow, Lehe. 12. 4. 10. P. 17 199.

80a. 423 774. Maschine zur Herstellung von Kunststein in hohen Formen, mit schwingend aufgehängten, den Stützpunkt ändernden Hebel zum Ausheben der Formlinge aus der hohen Form. J. Tocanier, Cannes, Frankreich.

80a. 423 779. Vorrichtung zur Verhütung des Zerschlagens der Gipsrollen bei Ziegel-Abschneideapparaten. Richard Schubert, Freienwalde, Bez. Liegnitz. 18. 4. 10. Sch. 35 826.

37a. 422 679. Freitragende schallsichere Zwischenwand. G. Thalwitzer, Saarbrücken. 14. 4. 10. T. 11 778.

37a. 422 748. Schall- und wärmesichere Eisenbetondecke zwischen I-Eisen. Zohren & Meyer, Duisburg. 28. 4. 10. Z. 6492.

37b. 422 020. Tonhohlstein mit in Form und Größe sich gleichenden Doppelwiderlagern. Akt.-Ges. Alphons Custodis, Regensburg. 26. 2. 10. A. 14 176.

- 37b. 422 102. Besteigbarer Mast aus Beton. Rudolf Wolle, Leipzig, Gottschedstr. 17. 12. 2. 09. W. 26 788.
 37b. 422 436. Bügel für Eisenbetonbalken mit Vorkehrung zum Abstandhalten der Eiseneinlagen. Ludwig Stauffert, Chemnitz, Schadestr. 10. 9. 5. 10. St. 13 305.
 37b. 422 448. Ziegel für Decken. Wilhelm Amadori, Worms, Ziegelofen 11. 11. 10. 09. A. 13 653.
 37d. 422 079. Anordnung von Kugellagern an Aufzugsrollen für Sonnendächer. Franz Busch, Düsseldorf, Duisburgerstr. 27. 3. 5. 10. B. 47 777.
 37d. 422 244. Betonpfosten mit oberer Abbiegung für Schranken. Carl Grähn, Pankow b. Berlin, Brehmestr. 2. 9. 5. 10. G. 24 717.

Neue in Frankreich angemeldete Patente.

- Nr. 411 682. R. Wolle, Pfahlschuh für Pfähle aus armiertem Beton.
 Nr. 412 128. A. Genievre-Bonniot, Mit Eisen beschlagene Pflastersteine aus Beton, Zement, Keramik usw.
 Nr. 412 003. Gebr. Bölken, Eisenbeton Hohldeckentpatente System Wrissenberg, Verfahren zur Herstellung von Fußböden oder Plafonds aus armiertem Beton.
 Nr. 412 082. Société Anon. Le Métal déployé, Füllung für Paneele aus Eisen, Holz oder armiertem Beton.
 Nr. 412 242. Beton und Tiefbau Gesellschaft Mast m. b. H., Pfahl aus Beton.
 Nr. 412 994. A. Deschaux, mechanisch hergestellte Verkleidung zur Vermeidung der Rippen bei Böden aus armiertem Beton.
 Nr. 413 055. E. Desmoules, Sockel für Pfähle aus armiertem Beton.
 Nr. 413 085. Bilyeu, Vorrichtung zur Konstruktion von Pfählen aus Beton oder anderem Material.

Neue in Ungarn angemeldete Patente.

1361. B. 4748. Michael Bohn, Ziegelfabrikant in Nagyikikinda. „Einrichtung zum Reinigen und Sortieren von Ton.“ Zusatz zu Patent Nr. 35 383 XVII/c. 7. 10. 09.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Ölmörtel.

Der amerikanische Ingenieur M. Moyer hat verschiedene Versuche mit Beimischungen von mineralischen Ölen zu Zementmörtel angestellt. In einem Referate vor der Association of American Portland Manufacturers werden die Resultate als sehr zufriedenstellend gekennzeichnet. Die Bereitung des Mörtels geschieht auf folgende Weise. Nach dem Ansetzen wird unter fortwährendem Umrühren 5 bis 15% Öl zugesetzt. Mr. Moyer hat festgestellt, daß die Zugfestigkeit dieser Mischung mindestens ebenso groß ist, als die des gewöhnlichen Mörtels, daß sie gegen Feuchtigkeit vollständig unempfindlich ist, und keine Risse bekommt. Besonders für Bauten in feuchtem Boden, für Kanäle, für Similibausteine scheint also dieser Mörtel sehr empfehlenswert zu sein.

Die Benutzung des Eisenbetons bei der Restaurierung historischer Kunstdenkmäler.

Bei der Restaurierung der Fassade der Kathedrale von Rheims fand dieser modernste aller Baustoffe seine würdige Aufgabe. Die Mittelrose der Fassade hatte unter dem ungeheuren Gewicht eine Eindrückung erfahren,

die gefährlich zu werden drohte. Das große Giebeldach das die Galerie der „Glori“ zwischen den beiden Türmen abschließt, hatte sich so gegen den Platz geneigt, daß die Spitze des Dreiecks über die Basis der Ballustrade mehr als 80 cm überhing.

M. Paul Gont, dem die schwierige Aufgabe der Wiederherstellung anvertraut war, entschloß sich, um den Giebel zu halten und die Rose zu entlasten, Eisenbeton zu verwenden und damit zu gleicher Zeit eine kräftige, gegenseitige Verbindung der beiden Türen zu erzielen. 2 m über der großen Rose war ein Entlastungsbogen, dessen Auflager nicht hinreichend gestützt waren. Der ganze Raum zwischen diesem Bogen und der Rose war zudem noch aufgefüllt und belastete mit seinem Gewicht unnötig die Rose. Diese Füllung wurde nun durch einen Fachwerkbogen aus Eisenbeton von 12 m Spannweite, 4 m Breite und 1,80 m Höhe ersetzt, der die Aufgabe glänzend löste. Auch die sonstigen Verbesserungen (z. B. Wasserbehälter aus Beton) zeigen gerade an diesem unschätzbaren Kulturwerk, wie schmiegsam sich der Eisenbeton jeder Aufgabe anpassen läßt.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Aufgaben aus der technischen Mechanik. Von Ferd. Wittenbauer, Professor an der k. k. technischen Hochschule in Graz. II. Band. Festigkeitslehre. 545 Aufgaben nebst Lösungen und einer Formelsammlung. Mit 457 Textfiguren. 347 Seiten. Berlin 1910. Verlag von Julius Springer. Preis M 6,—, gebunden M 6,80.

Die vorliegenden Beispiele aus den Gebieten der angewandten Elastizitäts- und Festigkeitslehre dienen zur Ergänzung und Vertiefung der einschlägigen Vorträge. Es ist selbstverständlich, daß sich hierbei eine starke Betonung der theoretischen Seite ergibt, gilt es doch auch für jene Entwicklungen der Aufgaben zu stellen, welche in der praktischen Anwendung nur äußerst selten oder überhaupt nie vorkommen. Ein Umgehen derartiger Beispiele würde jedoch den Wert des Buches für den Studierenden, dem es ja in erster Linie dienen soll, herabsetzen. Andererseits wird der in der Praxis stehende Ingenieur, will er seine Kenntnisse erweitern, gerade aus diesen Aufgaben nur geringen Nutzen ziehen. Soweit sich beide widerstreitenden Forderungen vereinigen lassen, ist dies dem Verfasser vollkommen gelungen. Als nachahmenswerte Neuerung ist das Entleihen von Beispielen aus Aufsätzen technischer Zeitschriften besonders hervorzuheben.

Im ersten Teil über Spannungen und Formänderungen sind vorwiegend theoretische Aufgaben vorhanden, besonders in dem Abschnitt über den räumlichen Spannungszustand. Die Druck- und Zugfestigkeit ist im zweiten Teil behandelt. Hierbei ließe sich oft durch geringfügige Änderungen manche Aufgabe den Bedürfnissen der Praxis in vollkommener Weise anpassen; so könnte z. B. bei Aufgabe 84 die Querschnittsermittlung bei Zugbeanspruchung gleich in der üblichen Weise, nämlich unter Berücksichtigung des Nietabzuges, gelöst werden. Im dritten Kapitel ist in dem Abschnitte über Trägheitsmomente die wichtige Anwendung des Mohrschen Kreises leider mit keiner Aufgabe vertreten, dagegen sind die verschiedenen Belastungsfälle einfacher Trägerformen reichlich an Beispielen behandelt. Bei den Aufgaben über Normal- und Biegezugfestigkeit ließen sich vielleicht die zahlreichen Beispiele über schweißiserne Tragglieder, die doch heutzutage fast nie mehr Verwendung finden, durch die ähnlichen, flußeiserner Träger ersetzen. Viele praktische Aufgaben sind in dem Abschnitt über Schub- und Biegezugfestigkeit vorhanden. Die Beispiele über ungleichartiges Material sollten wohl in erster Linie dem Fortschritt der Eisen-

betonbauweise Rechnung tragen. Gerade hier würde sich eine Reihe einfacher Aufgaben aufstellen lassen, die demjenigen, welcher diesem Gebiete noch fremd gegenüber steht, das richtige Verständnis der Theorie erleichtern könnte. Die angeführten Beispiele tragen diesem Bedürfnis nur teilweise Rechnung. In den folgenden Abschnitten über technische Anwendungen und die Formänderungsarbeit überschreiten m. E. einige Aufgaben den Rahmen, des gewöhnlich in der Festigkeitslehre vorgetragenen Stoffes und gehören eher in das Gebiet der Statik. Ähnliches gilt über einige Beispiele der gekrümmten Stäbe und dynamischen Festigkeit.

Um die Aufgabensammlung von der Benützung irgend welcher Hilfsbücher unabhängig zu machen, hat der Verfasser mit richtigem Blick im Anhang noch eine Zusammenstellung der wichtigsten Formeln gebracht. Eine Übersicht der Bezeichnung der einzelnen Begriffe ist den Aufgaben vorangestellt. Sie entspricht im Wesen den üblichen Festlegungen, anderenfalls sind Bemerkungen gemacht, z. B. bei dem Begriff „Neumatmosphäre, at“ an Stelle der „spez. Beanspruchung“ die gewöhnlich mit kg/cm^2 bezeichnet wird.

Wittenbauers Aufgabensammlung wird sicherlich dem Studierenden bald ein wertvolles Buch werden. Aber auch der praktisch arbeitende Ingenieur wird in ihm reichliche Anregung finden. Man kann daher dem dritten Teil dieses großzügig angelegten Werkes mit regstem Interesse entgegensehen.

F. l'Allemand.

Mauerwerks-Untersuchungen von Prof. Herrmann

Germer, Ingenieur, Oberlehrer an der Kgl. Baugewerkschule in Frankfurt a. O. Verlag der Tonindustriezeitung, Berlin NW. 21. Teil I: 68 Textseiten. Teil II: 38 Tafeln. Preis geb. M 6,— (für beide Teile).

Als eine Fortsetzung und Ergänzung des Buches „Mörteluntersuchungen“ (Arm. Beton 1910, Heft IV, S. 186) hat der Verfasser das vorliegende Werk erscheinen lassen. Hatte er im ersten Buch Fragen zu lösen versucht, um deren Beantwortung sich schon mancher vor ihm gekümmert hat, so geht er bei den „Mauerwerksuntersuchungen“ weiter als seine Vorgänger; es ist meines Wissens der Zusammenhang zwischen der Festigkeit des Mörtels, der des einzelnen Steines, sowie endlich der Verbindung zwischen beiden noch nicht so eingehend erforscht worden wie hier. Germer benutzt eine Martenssche 300 t Presse und prüft mit ihr außer den einzelnen ganzen Steinen Mauerwerkskörper, die je vier Schichten hoch und einen Stein breit sind. Dabei stellt er aber nicht nur die Bruchlast fest, sondern verfolgt die Entstehung und den Verlauf der einzelnen Risse. Seine Ansicht ist die, daß infolge der Preßbarkeit des Mörtels die Steine auf Biegung beansprucht werden und infolge ihrer geringen Widerstandsfähigkeit gegen Zug Risse erhalten, die zur Zerstörung des Mauerwerkkörpers führen. Im einzelnen sind folgende Fragen untersucht: Einfluß der Erhärtungsdauer der Mörtel auf ihre Preßbarkeit, Zusammenhang zwischen der Festigkeit und Erhärtungsdauer des Mauerwerkes (Mauerwerk aus Vollsteinen, Hohlsteinen, Klinkern, Kalksandsteinen und Zementsteinen), Einfluß der Vereinigung von Baustoffen verschiedener Festigkeit auf die Mauerwerksfestigkeit, Einfluß der Fugendicke, der Stoßfugen, der Ziegelsortierung auf die Mauerwerksfestigkeit, Kostenaufwand, Materialausnutzung u. ähnl. Die Resultate der Untersuchungen sind durch Kurven zur Darstellung gebracht, wodurch eine bessere Übersicht gewährleistet wird als bei Zahlentabellen. Der wichtigste Schluß, den der Verfasser aus seinen Untersuchungen zieht, ist der, daß die

Festigkeitszahl von 7 kg/qcm , die bei gewöhnlichem Mauerwerk in Kalkmörtel behördlich erlaubt ist, einen durchaus brauchbaren Wert darstellt, während er für Mauerwerk in Zementmörtel höhere Zahlen wünscht, als im allgemeinen zugelassen sind; eine teilweise Erfüllung dieses Wunsches haben die ministeriellen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und Beanspruchungen vom 31. Januar 1910 gebracht.

Dipl.-Ing. E. Conrad.

Statik der Hochbaukonstruktionen von Baurat

Walther Knapp mit über 300 Abb. im Text und zahlreichen Tabellen. Leipzig, Carl Scholze. Verlag W. Junghans. Preis geb. M 6,—.

Schon eine kurze Durchsicht des Werkes läßt erkennen, daß es sich hier um ein Lehrbuch handelt, welches ein jeder Architekt — auch der akademisch gebildete — mit bestem Erfolg für fast alle die Fragen benutzen kann, welche die Praxis in bezug auf Statik der Hochbauten an ihn stellt. Das Werk ist mit großer Klarheit geschrieben, gibt alle notwendigen Entwicklungen mit Begründungen ohne Hilfe der höheren Mathematik, sondern auf elementarer Behandlung aufgebaut, und zeichnet sich durch eine ebenso große Übersichtlichkeit der Stoffgruppierung wie Vollständigkeit der behandelten Materie aus. Rechnerische und praktische Lösungen wechseln — je nach der Zweckmäßigkeit — ab; zahlreiche Tabellen führen zu einer ebenso erwünschten wie zweckmäßigen Rechnungsvereinfachung.

Der Inhalt des Werkes ist: Belastungen, Standsicherheit der Mauern, Trägheitsmomente, Grundlagen der Festigkeitslehre, einschließlich Spannungsermittlung bei schieferm und exzentrischem Lastangriffe, Gewölbe (auch Kuppeln in Stein- und Kreuzgewölbe), Träger (auch Gitterträger) Dachkonstruktionen (Balkendächer, Dreigelenkbogen, Schwedler-Kuppel, Zelt Dach). Zweckmäßig würde bei einer neuen Auflage der kontinuierliche Träger eine eingehendere Behandlung (Clapeyronsche Gleichung, Winklersche Zahlen) erfahren, schon im Hinblick auf die große Verwendung dieser Trägerarten im Eisenbetonbau. M. Foerster.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Prof. L. Landmann. Tabellen zur Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen. Zum praktischen Gebrauch für Unternehmer, Techniker und Baubeamte. 72 Seiten. Verlag C. W. Kreidel, Wiesbaden 1910. Preis br. M 4,60.

Neue Kataloge.

Dyckerhoff & Widmann A.-G. Tiefbau-Unternehmung. Spezialgeschäft für Beton- Eisenbetonbauten im Tief- und Hochbau. Fabriken für Zementwaren Dresden, Biebrich, Berlin, Hamburg, Karlsruhe, Nürnberg-München. Photographien. In Leinen gebunden.

BERICHTIGUNG.

Zu dem Aufsatz „Die Wrissenberg-Decke“ auf Seite 256 von Heft 6 der Zeitschrift ist Figur 2 vom Setzer versehenlich auf den Kopf gestellt worden. Obgleich jeder Fachmann sofort diesen Irrtum wahrnehmen wird, sehen wir uns doch veranlaßt, noch ausdrücklich darauf aufmerksam zu machen. Die Schriftleitung.

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

Für die Schriftleitung verantwortlich: E. Probst-Berlin. — Verlag von Julius Springer in Berlin.

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

Stuttgart
TELEPHON 5540

Karlsruhe
TELEPHON 2479

Ulm a. D.
TELEPHON 962

H. Pek

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON-UND EISENBETON-BAUTEN

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

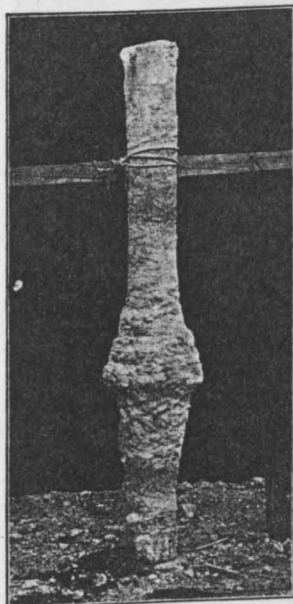
Besteigbare Eisenbetonmaste, System "Saxonia" u. "Bavaria". 166

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

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

68]

Wir bauen
Mischer für 7
verschiedene
Misch-Systeme,
können also
Maschinen für
jedes Material
u. jede Leistung
liefern.

**Mischmaschinen für Mörtel
u. Beton**

Dr. Gaspary u. Co., MarkKranstädt

82] Prospekt TTM Nr. 15 gratis.

**Kauf
und
Miete.**
Einige Typen
stets auf Lager.

Wunstorfer Portland Cementwerke A.-G.

Telegramm - Adr:
Cementwerke.

Wunstorf.

Fernsprecher:
Amt Wunstorf №2.

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit,
Volumbeständigkeit und Mahlfineheit.

Kleeblatt-
Cement.

Marke
I. Ranges.

Rein graue Farbe.



Höchste Festigkeiten.

[31]

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Anfang Juli erscheint:

Eisenbetondecken, Eisensteindecken und Kunststeinstufen.

Bestimmungen und Rechnungsverfahren nebst Zahlentafeln,
zahlreichen Berechnungsbeispielen und Belastungsangaben.

Zusammengestellt und berechnet

von

Carl Weidmann,

Stadtbauingenieur bei der Baupolizeiverwaltung in Stettin.

Mit 43 Textfiguren und 1 lithographierten Tafel.

Preis etwa M. 3,—.

In dem vorliegenden Buche wurde versucht, das Wissenswerteste über die im Hochbau gebräuchlichen ebenen Massivkonstruktionen und ihre Berechnung in knapper Form zusammenzustellen und durch Aufnahme einer größeren Anzahl von Berechnungsbeispielen, Näherungsformeln und Zahlentafeln dem Bedürfnis weiterer Kreise entgegenzukommen. — Die Berechnungsbeispiele sind so gewählt und durchgerechnet, daß auch diejenigen, welche in der Aufstellung solcher statischer Berechnungen weniger geübt sind, das Buch mit Vorteil benutzen können. Auch für die Nachprüfung der statischen Berechnungen, insbesondere für die amtliche Prüfung der Baupolizei-Verwaltungen dürfte das Buch in mancher Hinsicht als die Prüfung erleichterndes Hilfsmittel anzusehen sein.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.