

# ARMIERTER BETON.

1914. SEPTEMBER/OKTOBER.

## INHALT:

- Mitteilung der Schriftleitung. S. 321.
- Verdrehungsfestigkeit der Eisenbetonbalken. Von Professor Hager (München). S. 321.
- Sind Sodalithminerale im Traß? Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach). S. 325.
- Das Zwickelverfahren. Von Dr. Arnold Moser (Zürich). (Fortsetzung von S. 299.) S. 328.
- Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden). S. 337.
8. und 9. Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Einsturz eines Kellerdecke. S. 343.
- Wirtschaftliche Rundschau: Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb. Von Dr.-Ing. Max Mayer (Stuttgart). (Schluß von S. 318.) S. 344.
- Bücherbesprechungen. S. 352. — Neue Bücher. S. 352

## MITTEILUNG DER SCHRIFTLIETUNG.

Da Herr Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst als Kriegsfreiwilliger in das Heer eingetreten ist, bittet die Schriftleitung alle Aufsätze, Mitteilungen, Korrekturen usw. für den „Armierten Beton“ von jetzt ab ausschließlich an

Geheimrat Professor M. Foerster in Blasewitz-Dresden, Sachsenallee 3  
zu senden.

In wirksamster Weise durch unseren Verlag Julius Springer unterstützt, hofft die Schriftleitung auch in diesen schweren Zeiten das Weitererscheinen der Zeitschrift ermöglichen zu können, wenn auch einige Hefte als Doppelhefte — wie das vorliegende — werden erscheinen müssen.

Blasewitz-Dresden, 15. August 1914.

Die Schriftleitung: M. Foerster.

## VERDREHUNGSFESTIGKEIT DER EISENBETONBALKEN.

Von Prof. Hager (München).

Die Beanspruchung von Bauteilen aus Eisenbeton auf Verdrehung ist nicht gerade häufig, kommt aber z. B. bei Eisenbetonbalken vor, in welche Kragträger senkrecht zur Biegungsebene eingespannt sind.

Die Berechnung der Verdrehungsspannungen homogener, isotroper Baustoffe ist erst unvollkommen möglich und gerade für den im Bauwesen häufigsten, rechteckigen Querschnitt nur nach einer Annäherungstheorie durchführbar. Es würde demnach auch eine genaue Spannungsrechnung für Verbundkörper auf noch bedeutendere Schwierigkeiten stoßen müssen.

Zuweilen werden auf Verdrehung beanspruchte Eisenbetonbalken in zwei Teile zerlegt gedacht, deren jeder dann lediglich auf Biegung beansprucht ist, wie in Fig. 1 dargestellt ist.

An Stelle des Drehmomentes  $M = Ph$  wäre beiläufig zu setzen

$$Q \cdot \frac{2}{3} h,$$

so daß

$$Q = \frac{3}{2} P = \frac{3M}{2h}$$

ist.

Die beiden Balkenhälften wären somit in entgegengesetzter Richtung von den beiden Lasten  $Q$  auf Biegung beansprucht zu denken und der Balken wäre nach Fig. 2 mit Eisen zu bewehren.

Gegen diese Berechnungsmethode wäre nichts einzuwenden, wenn der Balken vor dem Bruch sich tatsächlich in zwei Teile spalten würde, welche dann auf Biegung beansprucht wären.

Das Bruchbild eines auf Verdrehung beanspruchten Prismas ist aber ganz anders, wie Fig. 5 zeigt, welche ein durch Verdrehung zerstörtes, rechteckiges Eisenbetonprisma darstellt.

Die Figur zeigt, daß die Bruchlinien in den Seitenflächen des Prismas schräg laufen. Dieser Verlauf beweist, daß senkrecht zu diesen schrägen Linien Zugkräfte wirken, deren Auftreten man sich auf folgende Weise erklären kann\*).

In Fig. 3 ist ein durch zwei gleiche entgegengesetzt gerichtete Kräftepaare auf Verdrehung beanspruchtes Prisma dargestellt. Infolge der Formänderung wird ein ursprüngliches Quadrat ABCD auf einer Außenfläche in ein Rhombus EFCD übergehen, wobei die Quadratdiagonale DB zur Rhombusdiagonale DF verlängert wird. Ist hierbei die Dehnungsfähigkeit des Stoffes überschritten worden, so wird senkrecht zur Diagonale DF ein schräger Riß entstehen.

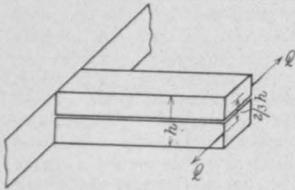


Fig. 1.

An den Versuchskörpern isotroper Stoffe konnte man die Rißbildung nur unvollkommen beobachten, da mit Eintreten der ersten Risse auch die Festigkeit erschöpft

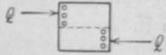


Fig. 2.

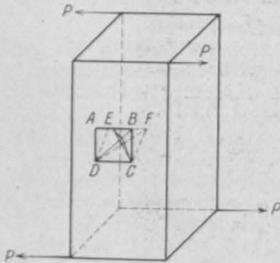


Fig. 3.

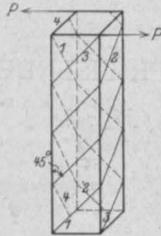


Fig. 4.

Der in Fig. 3 angedeutete Riß zeigt schon, wie man nahe der Oberfläche das Betonprisma bewehren muß, wenn die Bildung des Risses nicht unmittelbar zum Bruch führen soll. Es müssen parallel zur Diagonale DB Eiseneinlagen gelegt werden, welche die Zugkräfte dieser Richtung aufnehmen können. Man wird also zweckmäßig das Prisma mit Spiralen umwickeln, welche im Sinne des drehenden Kräftepaares ansteigen (Fig. 4).

Die Fig. 5 zeigt deutlich die Risse, welche durch Verdrehen eines Eisenbetonprismas von rechteckigem Querschnitt entstanden sind. Das Prisma war mit 6 Längseisen  $\varnothing 18$  und 8 Spiralen  $\varnothing 7$  bewehrt. Seine Abmessungen können der Fig. 6 entnommen werden.

In Fig. 7 erkennt man die unter  $45^\circ$  gegen die Prismaachse verlaufenden Risse eines verdrehten Prismas von quadratischem Querschnitt.

Die Versuche zeigen also unzweifelhaft, daß auf allen Mantelflächen der verdrehten Prismen unter  $45^\circ$  gegen die Achse geneigte Risse entstehen und die senkrecht zu diesen Rissen verlaufenden Spiralen auf Zug beansprucht sind.

Kurz vor dem Eintritt des Bruches werden die Risse von den Außenflächen des Prismas aus in das Innere soweit vorgedrungen sein, daß die die schrägen Risse verursachenden Zugkräfte allein von den schrägen Eisen der Spirale aufgenommen werden müssen. Auf diese Eisen wird sich nun im allgemeinen die Zugkraft nicht gleichmäßig verteilen. Sobald aber in einem Teil der Eisen die Streckgrenze erreicht worden ist, werden sich die Zugkräfte in den Ebenen der Spirale nahezu gleichmäßig über die Eisen verteilen. Für diesen Spannungszustand ist die Berechnung der Eisenspannungen möglich.

Wir betrachten ein Prisma von rechteckigem Querschnitt. Die Rechteckseiten seien zwischen den Mittellinien der Spirale gemessen a und b (Fig. 8).

Das Verdrehungsmoment sei  $\mathfrak{M}$ , welches man sich aus zwei Kräftepaaren zusammengesetzt denken darf. Je eine Kraft dieser beiden Kräftepaare wirkt in einer Ebene der Spirale.

$$\mathfrak{M} = D_a a + D_b b \quad \dots \quad (1)$$

Dieses Moment erzeugt beim Erreichen der Streckgrenze in den Spiralen die gleichen Zugkräfte  $Z_e$ , welche auf den unter  $45^\circ$  geneigten Rissen senkrecht stehen (Fig. 9).

Die angreifenden Kräfte  $D_a$  und  $D_b$  haben in den Ebenen der Spirale je eine Komponente  $\frac{D_a}{\sqrt{2}}$

\* v. Bach, Elastizität und Festigkeit, 6. Aufl., Berlin 1911, Seite 317.

bzw.  $\frac{D_b}{\sqrt{2}}$ , welche in die Richtung der Spiraleisen

$$\frac{D_a}{\sqrt{2}} = \mu Z_e; \quad \frac{D_b}{\sqrt{2}} = \nu Z_e \dots (2)$$

fallen. Werden von den unter  $45^\circ$  geneigten ist. Daraus folgt

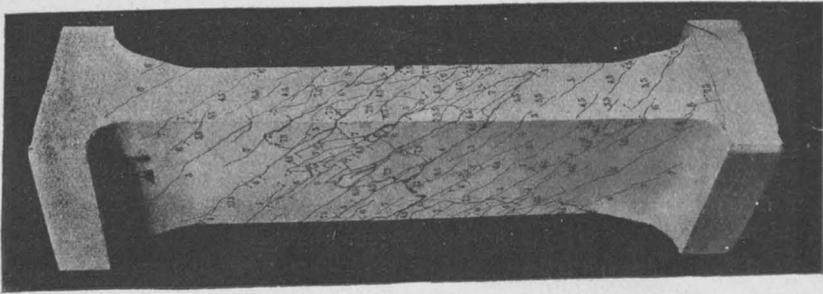


Fig. 5.

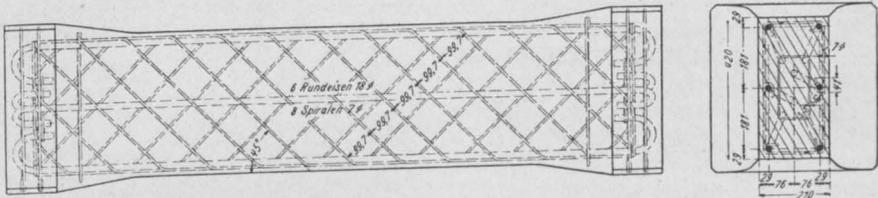


Fig. 6.

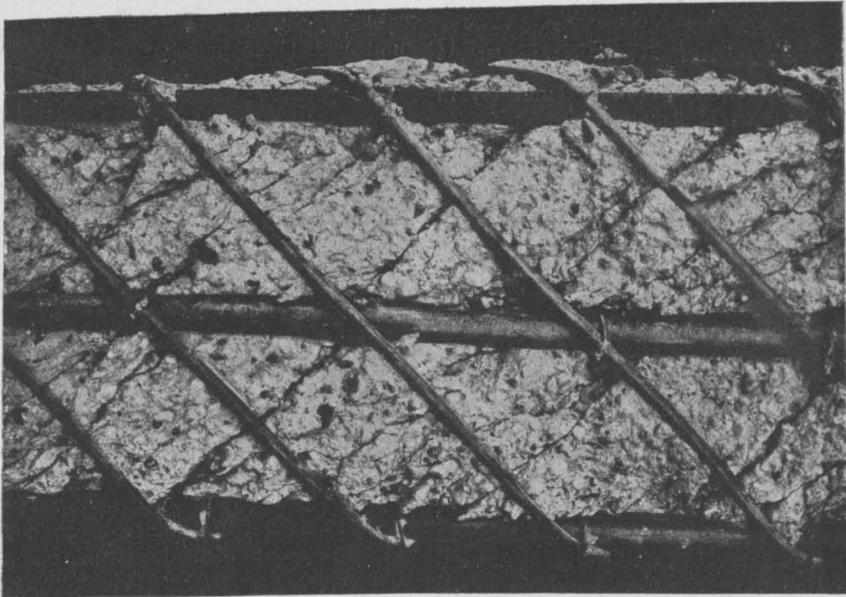


Fig. 7. \*)

Rissen in den a-Flächen  $\mu$  Eisen, in den b-Flächen  $\nu$  Eisen getroffen, so sind die angreifenden Kräfte  $D_a$  und  $D_b$  mit den inneren Zugkräften  $Z_e$  im Gleichgewicht, wenn

$$D_b : D_a = \mu : \nu = a : b \dots (3)$$

$$D_b = \frac{a}{b} D_a.$$

Aus (1) ist daher

$$D_a = \frac{M}{2a}; \quad D_b = \frac{M}{2b} \dots (4)$$

\*) Die Figuren 5, 6 und 7 sind dem Heft 16 „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton“, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 60, entnommen.

Es soll nun das Prisma mit  $z$  parallelen Spiralen in gleichem Abstände bewehrt sein. In einer Windung ersteigt eine Spirale eine Höhe von  $2(a+b)$ , so daß die Spiralen in der Richtung der Prismenkante gemessen einen Abstand  $e'$  haben

$$e' = \frac{2(a+b)}{z} \dots \dots \dots (5)$$

und einen kürzesten Abstand  $e$  (vgl. Fig. 9)

$$e = \frac{e'}{\sqrt{2}} = \frac{\sqrt{2}(a+b)}{z} \dots \dots \dots (6)$$

Die Längen der unter  $45^\circ$  geneigten Risse sind auf den Außenflächen

$$a' = a\sqrt{2}, \quad b' = b\sqrt{2},$$

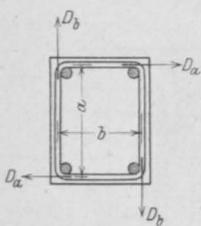


Fig. 8.

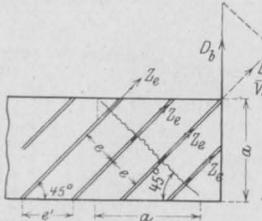


Fig. 9.

so daß die Anzahlen der von je einem RiB getroffenen Eisen sind

$$\nu = \frac{a'}{e} = \frac{za}{a+b}, \quad \mu = \frac{b'}{e} = \frac{zb}{a+b} \dots \dots (7)$$

Setzt man die Gleichungen (7) und (4) in Gleichung (2) ein, so erhält man

$$Z_e = \frac{\mathfrak{M}(a+b)}{2\sqrt{2} \cdot z a b}$$

und für den Querschnitt  $F_e$  der Spiraleisen die Spannung

$$\sigma_e = \frac{\mathfrak{M}(a+b)}{2\sqrt{2} F_e z a b} \dots \dots \dots (8)$$

Aus dieser Gleichung kann man nun auch die Anzahl  $z$  der Spiralen vom Querschnitte  $F_e$  ausrechnen, welche ein Moment  $\mathfrak{M}$  mit der Spannung  $\sigma_e$  aufnehmen können:

$$z = \frac{\mathfrak{M}(a+b)}{\sigma_e 2\sqrt{2} F_e a b} \dots \dots \dots (9)$$

Welcher Bruchteil der Streckgrenze für  $\sigma_e$  gewählt werden muß, um hinreichende Sicherheit gegen Bruch zu haben, kann nur durch Anwendung dieses Rechnungsverfahrens auf Versuchsergebnisse festgestellt werden. Wie auch hierdurch allein die Richtigkeit und Brauchbarkeit des Verfahrens nachgewiesen werden kann.

Da aber der auf Verdrehung beanspruchte Bauteil auch keine schrägen Risse erhalten soll, darf auch ohne Rücksicht auf die Eisenbewehrung die Verdrehungsspannung  $\tau_d$  eine gewisse Grenze nicht überschreiten. Für  $a > b$  ist  $\tau_d$  im rechteckigen Querschnitt nach v. Bach

$$\tau_d = \psi \cdot \frac{\mathfrak{M}}{a b^2} \dots \dots \dots (10)$$

wobei

$$\psi = 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{a}{b}}$$

ist.

In den für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton durchgeführten Verdrehungsversuchen hat v. Bach mit einem Beton 1:2:3 (9% Wasser) nach 45 Tagen beim Bruch

$$\tau_d = 30,4 - 32,2 \text{ kg/qcm}$$

gemessen.

Nimmt man für  $\tau_d = 15$  als obere Grenze ohne Rücksicht auf die Eisen an, so wird auch bei geringwertigerem Beton noch hinreichende Sicherheit gegen Risse geboten sein.

Für  $\tau \leq 4$  kg/qcm kann auf eine Spiralbewehrung verzichtet werden.

Die erwähnten Versuche von Bach und Graf\*) können nun auch zur Prüfung des oben gegebenen Rechnungsverfahrens benutzt werden.

Für ein Prisma von quadratischem Querschnitt 30/30, das mit 8 Längseisen  $\varnothing 18$  und 8 Spiralen  $\varnothing 7$  bewehrt war, ergab sich ein Bruchmoment

$$\mathfrak{M} = 406\,667 \text{ cmkg}, \quad a = b = 26,7, \quad z = 8, \\ F_e = 0,38 \text{ qcm}$$

und nach Gleichung (8)

$$\sigma_e = \frac{406\,667 \cdot 2 \cdot 26,7}{2\sqrt{2} \cdot 0,38 \cdot 8 \cdot 26,7^2} = 3540 \text{ kg/qcm},$$

desgleichen für einen rechteckigen Querschnitt 42/21 mit 6 Längseisen  $\varnothing 18$  und 8 Spiralen  $\varnothing 7$

$$\mathfrak{M} = 370\,833 \text{ cmkg}, \quad a = 38,7, \quad b = 17,70 \text{ cm}, \quad z = 8, \\ F_e = 0,38 \text{ qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{370\,833 (38,7 + 17,7)}{2\sqrt{2} \cdot 0,38 \cdot 8 \cdot 38,7 \cdot 17,7} = 3550 \text{ kg/qcm}.$$

Die gute Übereinstimmung der in beiden Fällen für den Bruch berechneten Zugspannungen in den Spiralen ist unverkennbar und gibt sicherlich die Berechtigung, das oben erläuterte Rechnungsverfahren für die Praxis anzuwenden.

Da die Streckgrenze des Spiraleisens zu 4080 kg/qcm gemessen worden war, wurden beim Bruch also nur 87% hiervon erreicht.

Man kann sich das wohl dadurch erklären, daß nach der völligen Zerstörung des Betons durch Risse die Spiralen doch nicht mehr an allen Stellen gleichmäßig gezogen werden können, wenn an einigen Stellen in den Spiralen die Streckgrenze erreicht ist.

Diesem Umstande kann man leicht dadurch Rechnung tragen, daß man für  $\sigma_e$  nur ungefähr 800 kg/qcm als zulässige obere Grenze annimmt.

\*) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 16. Berichtet von Bach und Graf. Berlin 1912.

## SIND SODALITHMINERALIEN IM TRASS?

Eine kritische Studie zu der Arbeit des Herrn Professor Dr. F. Tannhäuser (Berlin): „Ein Beitrag zur Petrographie des Trasses und zur Erklärung seiner hydraulischen Wirkungsweise.“

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach).

Zur Einleitung des nachfolgenden Aufsatzes sei mir gestattet zu bemerken, daß derselbe bereits zu Beginn des Jahres 1912 vollständig fertig vorlag, da ich die darin behandelten Untersuchungen damals sofort unternahm, als die gegenständliche Abhandlung des Herrn Professor Dr. Tannhäuser eben erschienen war. Die Veröffentlichung aber meiner Nachprüfungen der Tannhäuserschen Arbeit unterblieb, weil ich hoffte, daß sich berufenere Kräfte mit der darin aufgestellten Theorie befassen würden.

Da ich aber bereits sehr häufig darum angegangen wurde, doch die so ganz vereinzelt dastehende und des Neuen nicht entbehrende Tannhäusersche Arbeit kritisch zu beleuchten, bezw. weil sie von vielen Seiten in ihren Ergebnissen angezweifelt wurde, zu widerlegen, so glaubte ich mich nun den verschiedenen Wünschen nach Klärung nicht weiter verschließen zu dürfen. Hierbei kann ich dann auch noch die Genugtuung verzeichnen, daß ich meine Prüfungsbefunde von durchaus kompetenter Seite kontrollieren ließ, wobei sich die völlige Übereinstimmung meiner Resultate mit denjenigen der Kontrollstelle ergab.

Nun zur Sache!

Herr Professor Dr. F. Tannhäuser hat in Heft 1 des zweiten Jahrganges (1911) der Zeitschrift „Bautechnische Gesteinsuntersuchungen“, welche in Berlin im Verlage von Gebüder Borntraeger herausgegeben wird, eine Arbeit verfaßt mit dem Titel: „Ein Beitrag zur Petrographie des Trasses und zur Erklärung seiner hydraulischen Wirkungsweise.“

In dieser Arbeit ist der bezeichnete Autor zu dem Schlusse gekommen, daß nicht, wie es vom Verfasser der vorliegenden Abhandlung und auch von namhafter anderer Seite bisher angenommen wurde, der Hydratwassergehalt des Trasses ein wesentliches Erkennungszeichen seiner hydraulischen Wirkung sei, sondern diese auf den Gehalt an Sodalithmineralien in der Grundmasse des Trasses zurückzuführen wäre.

Zweck dieses Aufsatzes ist es nun, durch demselben zu Grunde liegende eingehende Prüfungen nachzuweisen, daß sich Herr Professor Dr. F. Tannhäuser in seiner in der erwähnten Arbeit gefolgerten Theorie im Irrtum befindet.

Es wurden zunächst sechs sorgfältige Dünnschliffe, und zwar je zwei Stück, um ein völlig sicheres Resultat zu erhalten, von gelbem, grauem und blauem Tuffstein angefertigt. Diese Dünnschliffe trugen folgende Bezeichnungen:

1. für blauen Tuff Nr. 1,)
2. für grauen Tuff Nr. 2 und 2a,
3. für gelben Tuff Nr. 3 und 3a.

### I. Mikroskopische Untersuchungen.

Die eingehenden mikroskopischen Untersuchungen aller sechs Schliffe ergaben nun folgende einzelne Materialien in der Grundmasse:

Farbloser Feldspat, zum Teil Sanidin, zum Teil zwillingsgestreifter Plagioklas, Augit, meist gelb bis braun, seltener grünlich-grau (Präparat Nr. 3) oder violett-braun und pleochroitisch (Titan-Augit 3), Hornblende (tiefbraun), Biotit (ebenfalls braun), von der Hornblende durch schuppiges Aussehen im polarisierten Lichte zu unterscheiden, besonders nahe der Auslöschungslage. s. Präp. 1 und Präp. 3a, Titanit (gelbgrau) s. Präp. 1 und 3, ferner finden sich Erzkörnchen.

An eingeschlossenen Gesteinsbröckchen sind dann noch festzustellen:

Grauwacke, Sandstein, Quarzit (vereinzelt auch isolierter Quarz), seltener Schiefer, s. Präp. 1, Bimsstein (meist beim Schleifen herausgebrochen, an seiner Stelle jetzt größere Hohlräume, am Rande mit herausspießenden bezw. herausragenden Glasfädenansätzen und Glaskörnchen). Besser erhaltener Bimsstein ist im Präp. 2 wahrzunehmen.

Das im Traß bezw. Tuffstein vorkommende trachytische Gestein zeigt sich als farbloses Glas mit darin befindlichen nadeligen Feldspatmikrolithen und ferner auch tiefgrünen Augitmikrolithen (Aegirinaugit); in Präparat Nr. 3 findet sich als seltener Gemengteil einmal blauer Hauyn. Ferner finden sich Basalt (in Präparat 1) z. T. Leuzitbasalt, z. T. Plagioklasbasalt. Spärlicher finden sich hämatitreiche, beim Abblenden oberflächlich rot schimmernde Bröckchen.

Dies sind die Beobachtungen einer zuverlässigen mikroskopischen Untersuchung von gelbem, grauem und blauem Tuffstein.

Eine Unterscheidung dieser drei Sorten — und in diesem Punkte stimme ich vollständig mit Herrn Tannhäuser überein — und habe ich ja auch schon in meinen früheren Arbeiten<sup>2)3)</sup> darauf hingewiesen, sind also im Präparat kaum wahrnehm-

<sup>1)</sup> Präparat 1a ging bei der mikrochemischen Untersuchung, wovon später die Rede ist, gänzlich entzwei.

<sup>2)</sup> Die Rheinische Puzzolane: „Der Traß“, Aachen 1908, Seite 16.

<sup>3)</sup> Der Traß, seine Entstehung, Gewinnung usw., Berlin 1909, Seite 16 u. 17.

bar. Der gelbe und graue Tuffstein erscheinen nur etwas stärker getrübt bezw. sehen mehr erdig aus. Dies liegt teils an der intensiveren Färbung des Eisenoxys gegenüber dem Eisenoxydul der untersten Lagen, teils an der tatsächlichen Beschaffenheit der oberen Lagen, infolge zuweilen staubförmigerer Gesteinseinschlüsse.

## II. Chemische Untersuchungen.

Um festzustellen, ob Sodalith nach der Behauptung Tannhäusers im Trasse enthalten ist, indem in der Grundmasse des Trasses außer Glas auch noch isotrope Mineralien der Sodalithgruppe vorhanden seien, dienten hier gleichfalls exakte und wiederholte Untersuchungen. Als Charakteristikum weist Tannhäuser auf ihre niedrige Lichtbrechung hin. Dieser Hinweis aber ist an sich schon deshalb garnicht stichhaltig, weil das Glas auch sehr niedrig bricht, und zwar niedriger noch als Kanada-Balsam. In der Grundmasse kann man aber, wie die vorerwähnten mikroskopischen Untersuchungen erwiesen haben, auch beim besten Willen nicht zweierlei entdecken.

Herr Professor Tannhäuser versteht unter Sodalithmineralien außer dem eigentlichen Cl-haltigen Sodalith<sup>1)</sup> noch die SO<sub>3</sub>-haltigen Mineralien: Nosean und Hauyn. Letzterer kann ja zweifellos als ein, wenn auch rarer Einsprengling des Traß angesehen werden, wie dies ja auch bei der mikroskopischen Untersuchung bei Präparat 3 schon erwähnt worden ist.

Da die bezeichneten Mineralien in Säuren leicht löslich sind, so wurden die pulverisierten Traßproben mit Salpetersäure (ca. 1:2) zwei Stunden lang auf dem Wasserbade erhitzt. Hierbei mußte der eigentliche Sodalith vollständig in Lösung gehen, während dies bei dem Nosean und Hauyn wohl nicht ganz der Fall sein konnte. Zu deren Lösung müssen stärkere Säuren genommen und müssen dieselben wohl auch einer längeren Einwirkung ausgesetzt werden. Weil es aber im vorliegenden Falle zur Hauptsache auf den sehr leicht löslichen Sodalith ankam, so war die Anwendung einer schwächeren Säure günstiger bezw. schon von vornherein gegeben. Auch war dies vorzuziehen, weil dadurch nicht soviel SiO<sub>2</sub> und andere störende Substanzen mit gelöst werden konnten.

Es fanden sich nun im blauen Tuffstein 0,32 % Cl; im grauen und gelben nur wenig mehr als Spuren. Nimmt man nun im Durchschnitt den Cl-Gehalt des Sodaliths mit 6,5 % an, (nach der vorher mitgeteilten Analyse betrüge derselbe umgerechnet sogar = 7,3 %), so müßten demnach im blauen Tuffstein etwa 5 % davon vorhanden sein. SO<sub>3</sub> ließ sich seltsamerweise in dem Salpeterauszug fast garnicht nachweisen, sodaß auch sicher das Chlor nicht aus Cl-haltigem Hauyn oder Nosean stammt. Obwohl dieser Ver-

such also schon die Meinung Tannhäusers widerlegte, fand dann noch eine weitere mikrochemische Prüfung auf Sodalith statt. Hierbei wurde verdünnte Salzsäure mit Bleinitrat auf dem abgedeckten Schlicke zur Einwirkung gebracht. An den Stellen, wo sich Sodalith befindet, müssen dann aus diesem heraus flache, stark lichtbrechende Prismen von PbCl<sub>2</sub> herauswachsen. Die gleiche Reaktion geben allerdings auch alle Cl-haltigen in HNO<sub>3</sub> löslichen Substanzen. Nun ist nicht zu verhehlen, daß das Abdecken der schon bedeckten Schlicke seine Schwierigkeiten hat. Ein Präparat von blauem Tuff ging dabei z. B. vollständig in Trümmer. An diesen Resten verlief die Reaktion negativ.

Es wurde alsdann anstelle des entzwei gegangenen zweiten Präparates von blauem Tuffstein ein drittes angefertigt, welches aber nicht gedeckt wurde. Man kann auf demselben die sechseckig begrenzten Pb(NO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>-Kriställchen sitzen sehen, z. B. auch außerhalb des Schlickes. Es sind dies optisch isotrope Oktaeder, die auf einer dreieckigen Oktaederfläche liegen, und, da eben noch drei weitere Oktaederecken sichtbar sind, sechseckig erscheinen. Daneben finden sich noch einige weißgrau polarisierende Rhomboederchen, aber nirgendwo PbCl<sub>2</sub>. Also haben wir auch hier eine völlig negative Reaktion. Chemisch war somit sicher Cl im HNO<sub>3</sub>-Auszug nachgewiesen, mikrochemisch aber verlief diese Probe negativ. Von den Duplikatschlicken von grauem und gelbem Traß wurden diese Proben nicht unternommen, weil ja schon bei der makroskopischen Prüfung kein nur nennbares Chlor nachzuweisen war.

Während diese beiden hier beschriebenen Prüfungsarbeiten schon vollends das Nichtzutreffende der Tannhäuserschen Ansichten darboten, wurde indes noch eine dritte Untersuchungsart durchgeführt, und zwar mit blauem Traß und mit einfacher Wasserbehandlung. Die Behandlung dauerte zwei Stunden. Die abfiltrierte wässrige Flüssigkeit ging leider durch alle Filter trübe durch, während dies bei dem salpetersauren Auszug nicht der Fall war. Trotz mehrmaliger Filtrierung blieb die Trübung durch die Filter bestehen, und so zeigte sich diese Prozedur als eine recht langsame, lästige und sehr langwierige. Trotz alledem aber ließ sich in dem wässrigen Auszuge ein starker Chlorgehalt nachweisen. Bei diesem Verfahren wurden 1,485 gr. Substanz mit ca. 200 ccm H<sub>2</sub>O behandelt, auch nicht besonders lange ausgewaschen. Wegen der nicht zu entfernenden Trübung war in dieser Lösung eine Cl-Bestimmung nicht möglich. Infolgedessen wurde der Rückstand mit HNO<sub>3</sub> behandelt, und in diesem Auszug das Cl bestimmt. Gefunden wurden 0,11 %. Im wässrigen Auszug dagegen mußten daher 0,21 % etwa enthalten sein,

<sup>1)</sup> (Na<sub>4</sub> (Al Cl) Al<sub>2</sub> Si<sub>3</sub> O<sub>12</sub>).

also  $\frac{2}{3}$ . Die Schätzung der Intensität der Trübung durch Ag Cl entsprach dem auch. Daraus folgt, daß das meiste Cl im Traß in  $H_2O$  löslich ist.

Die hier vorgenommene Prozedur wurde nicht lange fortgesetzt, sonst wäre höchst wahrscheinlich alles Cl durch  $H_2O$  ausziehbar gewesen.

Aus diesen verschiedenen Befunden kann daher wohl mit Sicherheit gefolgert werden, daß im Traß, von einem einmal ganz sporadisch auftretenden Hauynkriställchen abgesehen, dessen Deutung als sodalithisches Mineral zudem noch nicht ohne weiteres feststeht<sup>5)</sup>, kein Sodalith vorkommt. Das Mineral Nosean, häufiger in Sanidiniten, Phonolithen, wie in der Niedermendiger Basaltlava, wird im Traß so gut wie nie als Einsprengling angetroffen.

#### Endresultate der chemischen Untersuchungen.

Das Vorhandensein von Cl im blauen Traß haben die vorher besprochenen Untersuchungen ergeben. In welcher Form dasselbe aber vorliegt, ist nicht leicht zu entscheiden. Durch sehr langes Behandeln mit kochendem Wasser ist zwar auch Chlor aus dem Sodalith ausziehbar, wie Versuche von Rose, Lemberg und anderen gelehrt haben; es ist dies aber doch nicht so leicht wie in unserem Fall. Es kann auch angenommen werden, daß das beim Schleifen benutzte Wasser das Chlor aus dem betreffenden Schliß herausgezogen hat, da sonst die Probe (Präparat 1) nicht negativ hätte verlaufen können.

Die hohe Wahrscheinlichkeit liegt vor, daß das Chlor im blauen Traß als Na Cl vorhanden ist, das dann aus den vulkanischen Exhalationen stammen könnte. Ebenso gut kann es aber auch durch Quellwasser hereingekommen sein. — Prüft man z. B. gewöhnliches Wasser auf Chlor, so bekommt man bekanntlich immer eine kräftige Fällung. — Es kann sich deshalb auch sehr wohl der blaue Tuffstein mit den Chloriden eines ihn durchfließenden Wassers angereichert haben.

Das Vorhandensein von Sodalith — und dies möchte ich hier als endgültiges Ergebnis der ganzen Prüfung aussprechen — ist sonach ganz unwahrscheinlich. Die Cl-Löslichkeit im Wasser und der mikroskopische Befund sprechen dagegen.

Gegen die etwaige Einrede, es könne sich doch wenigstens um ein „sodalithähnliches Mineral“ gehandelt haben, wäre mit Recht einzuwenden, daß wir ein solches bisher in der Natur garnicht kennen, und daß alles bis jetzt Ermittelte nicht dafür spricht, sonach also garnichts für die Existenz eines solchen Minerals bewiesen ist.

<sup>5)</sup> Hauyn hat zwar mit dem Sodalith die gleiche Kristallform gemein, unterscheidet sich aber von solchem chemisch dadurch sehr, daß S. nur Spuren von Kalk oder überhaupt keinen aufweist, während im Hauyn bis zu 10% von diesem enthalten sind; auch ist der Natrongehalt bei S. um ein Bedeutendes größer (50%).

Um „last not least“ auch noch die leichte Löslichkeit des Chlors im Trasse zu beweisen, machte ich zum Schlusse einen Versuch mit blauem Traß in kaltem Wasser; ich erhielt eine starke Cl-Reaktion und somit eine Bestätigung des Ergebnisses beim Behandeln mit heißem Wasser.

Nach Vorstehendem kann daher mit ziemlicher Bestimmtheit gesagt werden, daß sich Herr Professor Dr. Tannhäuser in seiner Theorie, daß es die Sodalithminerale im Trasse seien, denen derselbe seine hydraulische Wirkung verdanke, auf einem nicht richtigen Wege befindet.

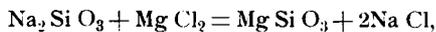
Was vielmehr die Erhärtung des Traßmörtels bzw. die hydraulische Wirkungsweise des Trasses hervorruft, das kann zwanglos nur in seiner Eigenschaft als hervorragendes zeolithisches Material erklärt werden. Auch der Traßmörtel selbst bildet wieder bei seiner Versteinung neue Zeolithe, und konnte ich darauf ja schon in meiner schon einmal erwähnten Arbeit vom Jahre 1908 Die Rheinische Puzzolane: „Der Traß“, Aachen, Seite 31 u. ff. aufmerksam machen.

Der reine Traß ist nach seiner chemischen Zusammensetzung ein wasserhaltiges Tonerdasilikat bzw. Alumnosilikat mit einem wechselnden Gehalt an Alkalien, Kalk und Eisen.

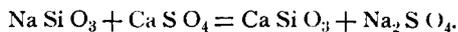
Genau dasselbe sind die künstlichen Zeolithe (Permutite), die uns in der Technischen Chemie als hervorragend basenaustauschende Materialien gegenüberreten. — Vergl. auch meinen Aufsatz „Schnelle Betonierung“ in der „Zeitschrift für Betonbau“ Wien 1913, Heft 5. — Es wohnt diesen Zeolithen, also den künstlichen wie den natürlichen, ein ganz eigentümliches chemisches Verhalten inne, indem z. B. ein Kalk-Alumnosilikat in Berührung mit einer Metallsalzlösung, z. B. der Lösung eines Natronsalzes, tritt. Alsdann wird der ganze Kalkgehalt des Zeolithes durch das Natron der Metallsalzlösung ausgetauscht.

Ein Analogon besitzen wir auch bei der Wasserreinigung, d. h. Enthärtung und Enteisung von Wässern. Hat man beispielsweise Wasser, welche störende Eisen- und Manganverbindungen enthalten, so benutzt man zu ihrer Entfernung ein Kalzium-Aluminiumsilikat als Zeolith bzw. Filter.

So nur auch können wir uns den Austausch erklären, der sich beim Traßmörtel bei seiner Anwendung zu Meeresbauten zwischen  $Na_2 Si O_3$ , also Natronsilikaten und den Salzen der See vollzieht. Dies geschieht in zwei Gleichungen:



oder



Der erste Fall führt zu unlöslichen Magnesia-Silikaten und der zweite Fall zu unlöslichen Kalzium-Silikaten.

Diese Erscheinungen sind uns dann auch ferner eine hinreichende Erklärung dafür, weshalb sich der reine Traß-Kalkmörtel als bestes Mörtelmateriale beim Seebau — genügende Vorerhärtung selbstverständlich nach seinem Wesen als ein im Anfang langsam erhärtender Mörtel vorausgesetzt — über Jahrtausende bis heute in vorzüglichster Weise bewährt hat. Ich brauche hier nur wieder auf die Forschungen des Franzosen Faujas de Saint Fond aus dem Jahre 1778 zu verweisen, der uns erzählt, daß nichts besser die Vorzüglichkeit der Puzzolane — er meint damit naturgemäß immer nur den Puzzolan- bzw. Traßmörtel, aus Traß, Kalk und Sand in geeigneten Mischungsverhältnissen bestehend — beim Meerwasserbau beweise, wie die alten und uralten Bauwerke an der französischen und italienischen Meeresküste, denen weder die Kautizität des Meersalzes noch der fortwährende Anprall der Wogen die

langen Zeiten über irgend etwas anzuhaben vermochten.

Leider ist heute, gegenüber vergangenen Jahrhunderten, die Verwendung des reinen Kalk-Traß-Mörtels bei den wichtigen Meeresbauten relativ selten geworden, wenn sich auch selbst bei den früher nicht zu überzeugenden Gegnern des Traßmörtels nahezu ohne Einschränkung die Einsicht durchgerungen hat, daß man sich wenigstens der hervorragenden hydraulischen Wirkungen des Trasses als Zusatz zum Zementmörtel bedienen soll.

Auf die vielfachen Vorteile solcher Verwendungsart an dieser Stelle aber noch besonders hinzuweisen, ist nicht der Zweck der vorliegenden Arbeit; auch habe ich mich ja im übrigen schon häufiger über das Thema des Traßzusatzes zum Zementmörtel ausgelassen, zuletzt noch in Heft 1 des diesjährigen Jahrganges dieser Zeitschrift.

## DAS ZWICKELVERFAHREN.

Von Dr. Arnold Moser, Ingenieur,

(Fortsetzung von S. 299.)

Bureauchef der Firma Maillart & Co. in Zürich.

### § 11. Der gelenklose Balken auf beliebig vielen frei drehbaren Stützen.

#### §§ 1. Die Kontinuitätsgleichung.

( $r-1$ ),  $r$  und ( $r+1$ ) (Fig. 27) seien drei aufeinanderfolgende Stützen eines beliebigen, „den üblichen Voraussetzungen“ (vgl. Seite 229 in Heft 7) entsprechenden kontinuierlichen Balkens.

Die Neigungen  $q_r$  und  $q_{(r+1)}$  der einfachen Formänderungskurven<sup>10)</sup> der Abschnitte  $l_r$  und  $l_{(r+1)}$  seien bekannt unter der Annahme starrer Stützen und der Aufhebung der Kontinuität über denselben.

Der Satz v. d. N. d. e. L. gibt nun auf einfache Weise eine Beziehung zwischen den drei Stützen-Momenten  $M_{r-1}$ ,  $M_r$  und  $M_{r+1}$ , welche durch die Kontinuität und die Stützensenkungen in den deformierten Abschnitten  $l_r$  und  $l_{(r+1)}$  erzeugt werden. Die „absolute Neigung“ (= Neigung gegen die Horizontale) der Kurve ( $r-1$ )<sub>1</sub>  $r_1$  im Punkte  $r_1$  kann als Summe dreier Neigungen gedacht werden:

$$\alpha_r' = q_r' + \mu_r' + \sigma_r \dots \dots (120)$$

$q_r'$  ist die Neigung der „einfachen Formänderungskurve“ ( $r-1$ )<sub>0</sub> ( $r_0$ ) im Punkte  $r_0$ .

<sup>10)</sup> „Formänderungskurve“ heißt diejenige Kurve in welche die ursprünglich gerade Balkenachse sich verwandelt unter den äußeren wirklichen oder gedachten Einflüssen (so z. B. Belastungen, ungleichmäßige Erwärmung, wirkliche der gedachte Stützensenkungen usw.) und „einfache Formänderungskurve“ heißt eine Formänderungskurve bei vorheriger Aufhebung der Kontinuität.

$\mu_r'$  ist die Neigung der einfachen Biegungslinie<sup>11)</sup>, welche der Momentenfläche  $\overline{M}_{(r-1)} M_r$  entspricht.

$\sigma_r$  ist die Neigung der Sehne der Formänderungskurve ( $r-1$ )<sub>1</sub>  $r_1$ .

Die beiden letzten Neigungen werden durch folgende Formeln bestimmt:

$$\mu_r' = -\frac{1}{E J_r} \left[ \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_r M_{r-1} + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_r M_r \right]$$

$$\text{oder} \quad \mu_r' = -\frac{l_r}{E J_r} \left[ \frac{1}{6} M_{(r-1)} + \frac{1}{3} M_r \right] \dots (121)$$

$$\text{und} \quad \sigma_r = \frac{e_r - e_{(r-1)}}{l_r} \dots \dots (122)$$

Die „absolute Neigung“ der Kurve  $r_1$  ( $r+1$ )<sub>1</sub> im Punkte  $r_1$  kann in ähnlicher Weise durch folgenden Ausdruck dargestellt werden:

$$\alpha_{r+1} = q_{r+1} + \mu_{r+1} + \sigma_{r+1} \dots \dots (123)$$

Die Bedeutung der obigen Zeichen ist ohne weiteres klar.  $\mu_{r+1}$  und  $\sigma_{r+1}$  können durch folgende Formeln bestimmt werden:

$$\mu_{r+1} = \frac{1}{E J_{r+1}} \left[ \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_{r+1} M_r + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} l_r M_{r+1} \right]$$

$$\text{oder} \quad \mu_{r+1} = \frac{l_{r+1}}{E J_{r+1}} \left[ \frac{1}{3} M_r + \frac{1}{6} M_{r+1} \right] \dots (124)$$

$$\text{und} \quad \sigma_{r+1} = \frac{e_{r+1} - e_r}{l_{r+1}} \dots \dots (125)$$

<sup>11)</sup> „Einfache Biegungslinie“ = Biegungslinie des Abschnittes  $l_r$  bei Annahme starrer Stützen und Aufhebung der Kontinuität über denselben.

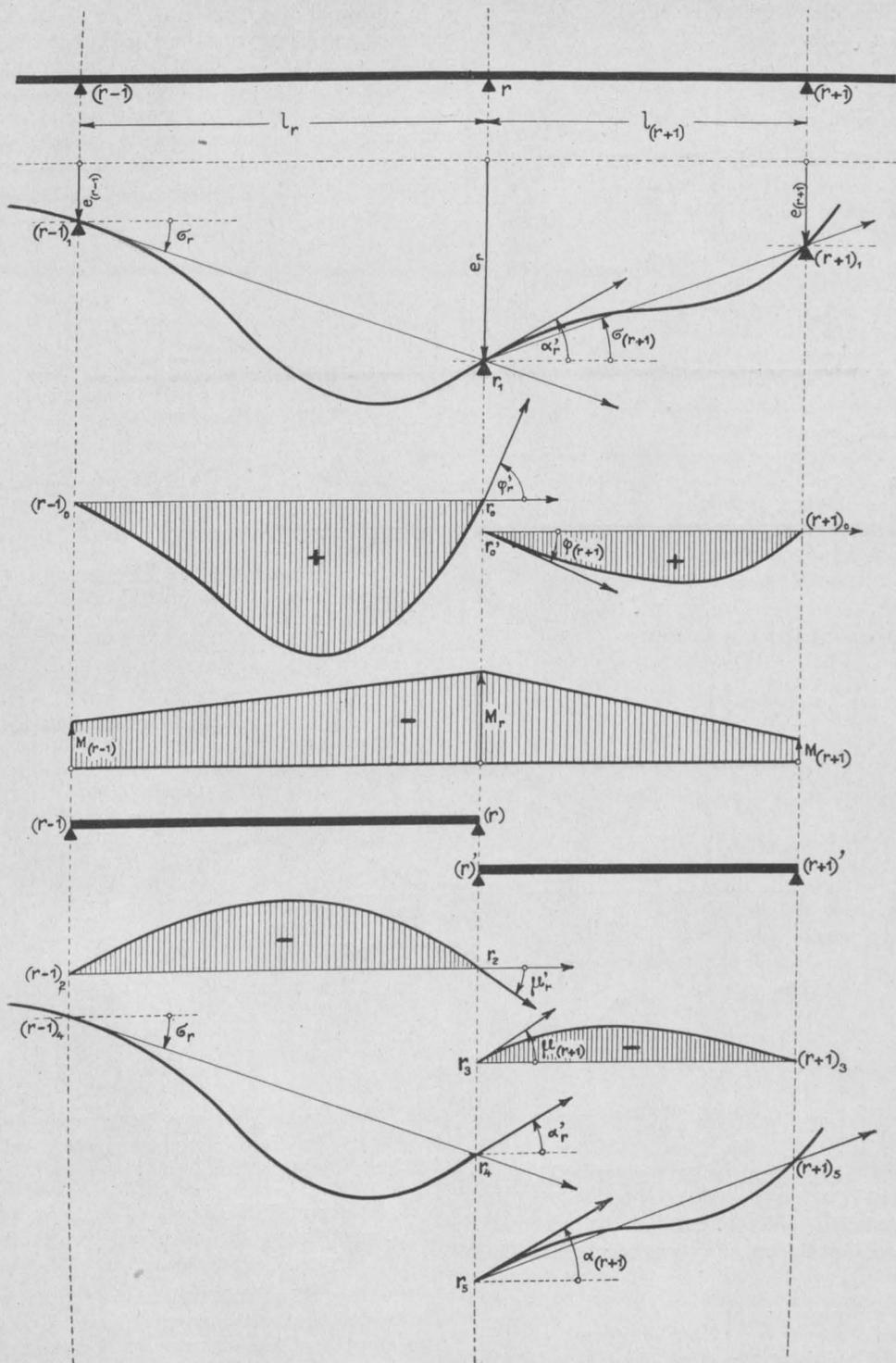


Fig. 27.



$$\varphi_r' = -\frac{1}{EJ} \left[ \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} l_r \frac{P_r h_r}{m_r + 2} - \frac{1}{m_r + 3} h_r \frac{P_r h_r}{m_r + 2} \cdot \frac{l_r - \frac{h_r}{m_r + 4}}{l_r} \right]$$

sche Gleichung“, welche hier nicht ausgeschrieben zu werden braucht.

§§ 3. Die „Clapeyronsche Gleichung“<sup>12)</sup>.

Diese Gleichung ist ein Spezialfall der Kontinuitätsgleichung (126), könnte also aus dieser abgeleitet werden.

In Anbetracht der großen praktischen Bedeutung der Clapeyronschen Gleichung sei hier eine einfache, direkte Ableitung gegeben:

Die beiden anstoßenden Öffnungen  $l_1$  und  $l_2$  (Fig. 29) eines gelenklosen, prismatischen Balkens auf beliebig vielen starren Stützen seien mit  $g_1$  und  $g_2$  pro lfdm. gleichmäßig belastet.

Die entstehende Momentenfläche ist in  $\overline{1_1 3_1}$  angegeben.

Nach dem Satze v. d. N. d. e. L. betragen die Neigungen im Punkte 2 der elastischen Linie der Abschnitte  $l_1$  und  $l_2$  des kontinuierlichen Balkens (Fig. 29):

$$\alpha_1' = -\frac{1}{EJ} \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{2}{3} l_1 \frac{g_1 l_1^2}{8} \right) + \frac{1}{3} \left( \frac{1}{2} l_1 M_1 \right) + \frac{2}{3} \left( \frac{1}{2} l_1 M_2 \right) \right]$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{EJ} \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{2}{3} l_2 \frac{g_2 l_2^2}{8} \right) + \frac{2}{3} \left( \frac{1}{2} l_2 M_2 \right) + \frac{1}{3} \left( \frac{1}{2} l_2 M_3 \right) \right]$$

Die Kontinuität verlangt aber die Gleichheit dieser beiden Neigungen, d. h.

$$\alpha_2 = \alpha_1'$$

Hieraus entsteht

$$l_1 M_1 + 2(l_1 + l_2) M_2 + l_2 M_3 = -\frac{1}{4} (g_1 l_1^3 + g_2 l_2^3) \quad (129)$$

Die Gleichung (129) ist unter dem Namen „Clapeyronsche Gleichung“ bekannt, weil Clapeyron sie zum ersten Male und zwar im Jahre 1857 angewendet hat. Vgl. „Calcul d'une poutre sur des appuis inégalement espacés“ in „Comptes rendus de la Société des Ingénieurs civils 1857.“

<sup>12)</sup> Diese Gleichung, welche ebenfalls unter dem Namen „Dreimomentengleichung“ bekannt ist, wurde zuerst von dem Ingenieur BERTOT in den „Comptes rendus de la Société des Ingénieurs civils“ im Jahre 1855 auf Seite 273 veröffentlicht.

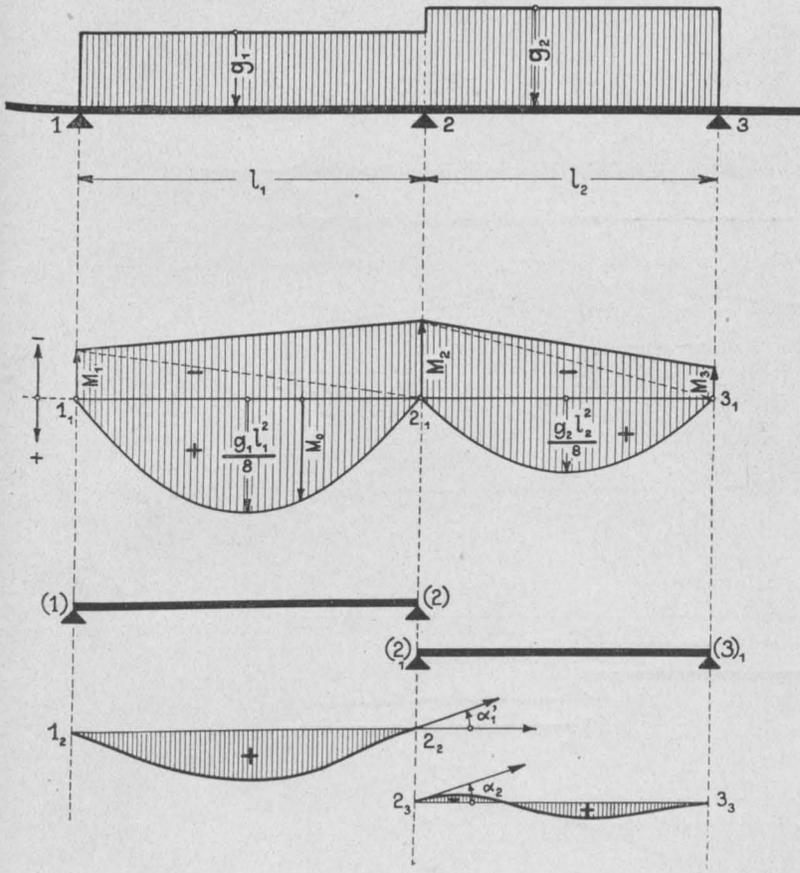


Fig. 29.

oder

$$\varphi_r' = -\frac{1}{EJ} \cdot \frac{P_r h_r}{m_r + 2} \times \left[ \frac{1}{3} - \frac{1}{m_r + 3} \cdot \frac{h_r}{l_r} \cdot \frac{l_r - \frac{h_r}{m_r + 4}}{l_r} \right] \quad (127)$$

und

$$\varphi_{r+1} = \frac{l_r + 1}{EJ} \cdot \frac{P_{r+1} h_{r+1}}{m_{r+1} + 2} \times \left[ \frac{1}{6} - \frac{1}{m_{r+1} + 3} \cdot \frac{1}{m_{r+1} + 4} \cdot \left( \frac{h_r + 1}{l_r + 1} \right)^2 \right] \quad (128)$$

und ebenfalls in die Formel (126) eingesetzt.

Auf diese Weise entsteht die mit Hilfe des Zwickelverfahrens „verallgemeinerte Clapeyron-

§§ 4. Die „Dreimomentengleichung“ für verteilte dreieckförmige Belastung.

Der Flächeninhalt der  $M_0$ -Flächen läßt sich durch Anwendung des Zwickelverfahrens, wie folgt, bestimmen (vgl. Fig. 30):

$$\alpha_1' = - \frac{1}{EJ} \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{5}{48} P_1 l_1^2 \right) + \frac{1}{3} \left( \frac{1}{2} l_1 M_1 \right) + \frac{2}{3} \left( \frac{1}{2} l_1 M_2 \right) \right]$$

resp.

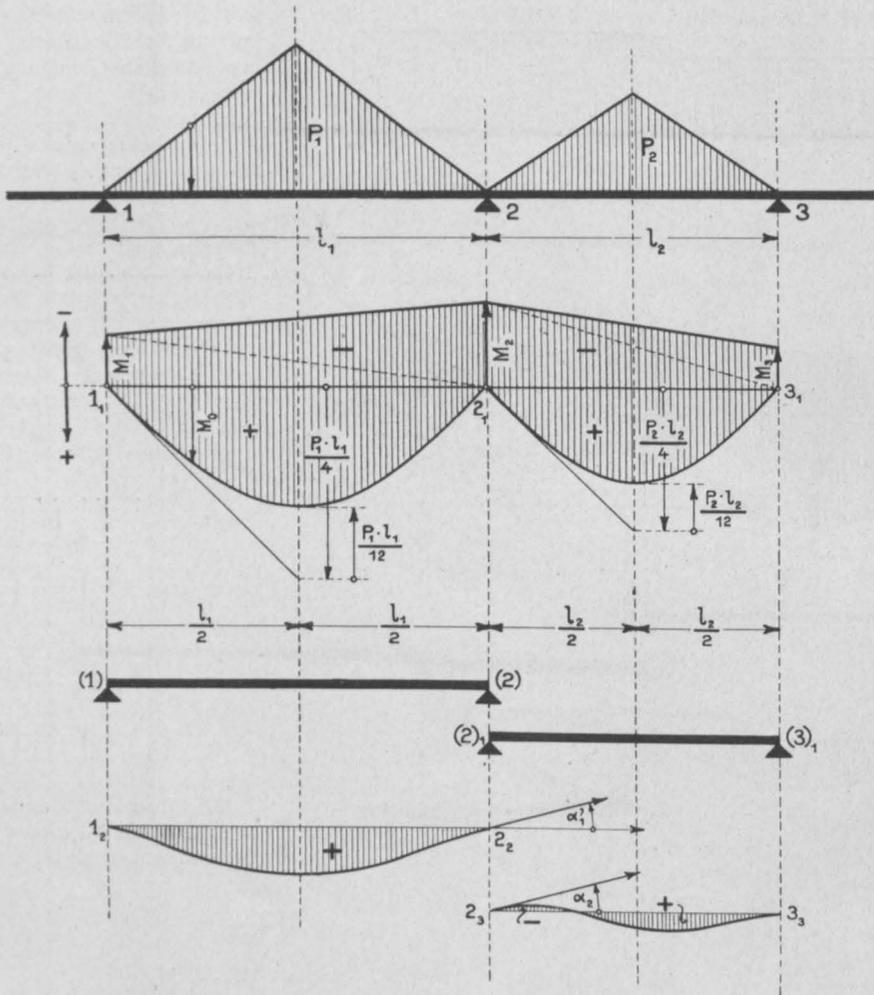


Fig. 30.

$$(F_0)_1 = 2 \left[ \frac{1}{2} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot \frac{P_1 l_1}{4} - \frac{1}{4} \cdot \frac{l_1}{2} \cdot \frac{P_1 l_1}{12} \right]$$

oder

$$(F_0)_1 = \frac{5}{48} P_1 l_1^2 \dots \dots \dots (130)$$

und

$$(F_0)_2 = \frac{5}{48} P_2 l_2^2.$$

Die Neigung im Punkte 2 der elastischen Linie der Abschnitte  $l_1$  und  $l_2$  des kontinuierlichen Balkens (Fig. 30) beträgt

$$\alpha_2 = \frac{1}{EJ} \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{5}{48} P_2 l_2^2 \right) \right.$$

$$\left. + \frac{2}{3} \left( \frac{1}{2} l_2 M_2 \right) + \frac{1}{3} \left( \frac{1}{2} l_2 M_3 \right) \right].$$

Die Kontinuität verlangt die Gleichheit dieser beiden Winkel, also:

$$\alpha_2 = \alpha_1'.$$

Hieraus ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} l_1 M_1 + 2(l_1 + l_2) M_2 + l_2 M_3 \\ = - \frac{5}{16} (P_1 l_1^2 + P_2 l_2^2) \end{aligned} \right\} \dots (131)$$

§§ 5. Bestimmung der Einflußfläche für einen Auflagerdruck eines gelenklosen prismatischen Balkens auf beliebig vielen starren Stützen (Fig. 31).

Nach dem zweiten Satze von Robert Land kann diese Einflußfläche als Biegefläche aufgefaßt werden, und zwar als diejenige, welche durch

$$l_2 M_1 + 2(l_2 + l_3) M_2 + l_3 M_3 = +6P \left( \frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_3} \right) EJ \quad \dots (134)$$

$$l_3 M_2 + 2(l_3 + l_4) M_3 + l_4 M_4 = -\frac{6PEJ}{l_3} \quad \dots (135)$$

Die Auflösung dieser Gleichungen ergibt die

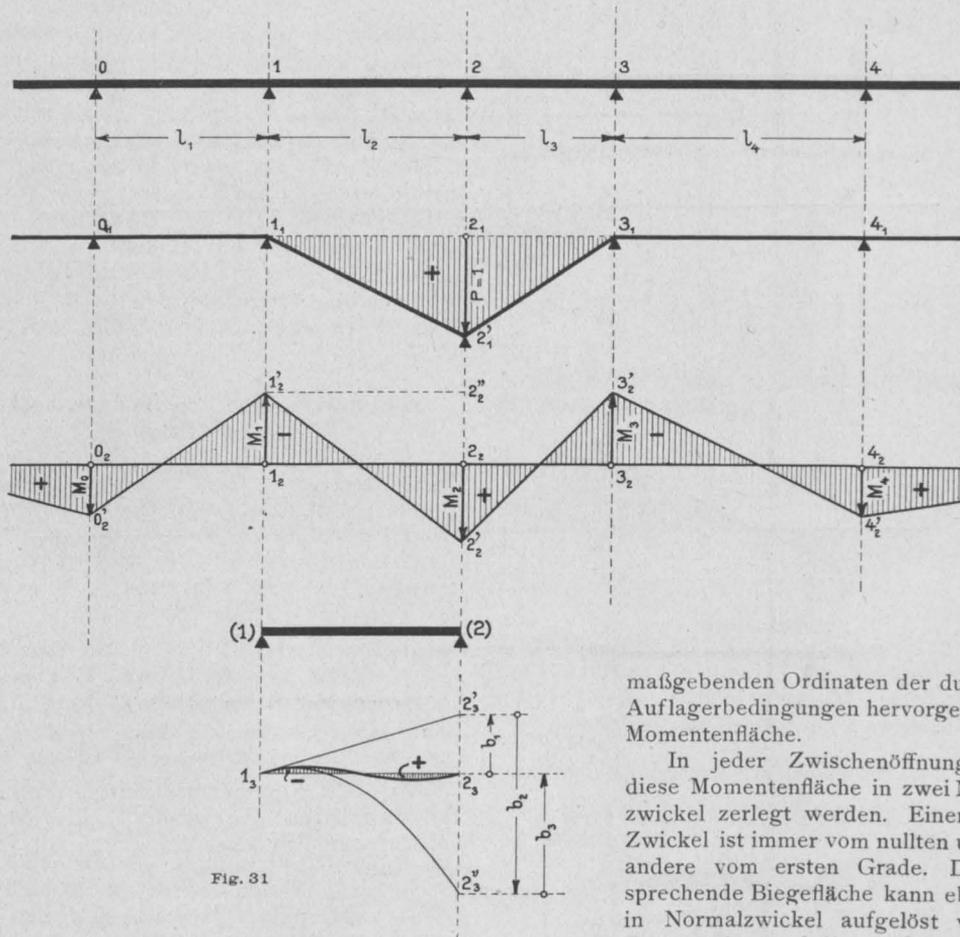


Fig. 31

maßgebenden Ordinaten der durch die Auflagerbedingungen hervorgerufenen Momentenfläche.

In jeder Zwischenöffnung kann diese Momentenfläche in zwei Normalzwickel zerlegt werden. Einer dieser Zwickel ist immer vom nullten und der andere vom ersten Grade. Die entsprechende Biegefläche kann ebenfalls in Normalzwickel aufgelöst werden. Es entstehen auf diese Weise 3 Normalzwickel, welche vom 1., 2. resp. 3. Grade sind und z. B. für die Öffnung 2 folgende Grundlinien besitzen:

normale Zwickel, welche vom 1., 2. resp. 3. Grade sind und z. B. für die Öffnung 2 folgende Grundlinien besitzen:

$$b_1 = (1) l_2 = \left[ \frac{2}{3} \left( \frac{1}{2} l_2 \frac{M_1}{EJ} \right) + \frac{1}{3} \left( \frac{1}{2} l_2 \frac{M_2}{EJ} \right) \right] l_2$$

oder

$$b_1 = \frac{l_2^2}{EJ} \left[ \frac{M_1}{3} + \frac{M_2}{6} \right] \dots \dots \dots (136)$$

ferner

$$b_2 = - \left[ l_2 \frac{M_1}{EJ} \right] \frac{l_2}{2}$$

oder

$$b_2 = - \frac{l_2^2}{EJ} \cdot \frac{M_1}{2} \dots \dots \dots (137)$$

eine Senkung von der Größe  $P=1$  der in Betracht kommenden Stützen des unbelasteten Balkens entsteht.

Die Kontinuitätsgleichung (126), auf alle Zwischenstützen angewendet, ergibt  $(n-2)$  lineare Gleichungen. Diejenigen, welche von den Stützen links von 1 und rechts von 3 geliefert werden, haben folgende Form:

$$l_p M_p - 1 + 2(l_p + l_{p+1}) M_p + l_{p+1} M_{p+1} = 0 \quad (132)$$

und diejenigen, welche die Stützen 1, 2 und 3 liefern, folgende:

$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = -\frac{6PEJ}{l_2} \quad \dots (133)$$



flächen zusammensetzen, sind durch die Formeln (136), (137) u. (138) ausgedrückt.

Die Berechnung der einzelnen Ordinaten geschieht am einfachsten mit unserem Rechenschieber.

Für alle Öffnungen links von 1 und rechts von 2 bilden nun diese Biegungsflächen zugleich die Einflußflächen für das Biegemoment im Schnitte S der Öffnung  $l_2$ .

In dieser Öffnung muß zu der Biegungsfläche noch die Fläche  $(1_1S_1'2_11_1)$  algebraisch addiert werden, um die gesuchte Einflußfläche zu erhalten.

Aus den beiden §§ 5 und §§ 6 geht die praktische Bedeutung der Kontinuitätsgleichung hervor: sie bildet also nicht nur wie z. B. die verallgemeinerte Clapeyronsche Gleichung die Grundlage zur Bestimmung der Momentenfläche eines kontinuierlichen Balkens, für einen bestimmten Belastungsfall, sondern sie ermöglicht eine rasche Bestimmung sämtlicher Einflußlinien, welche zur Untersuchung eines solchen Trägers erforderlich sind.

## § 12. Der dreiseitige Rahmen mit Fußgelenken.

### Aufgabe 17.

Bestimmung des Horizontalschubes H des dreiseitigen Rahmens mit Fußgelenken ABCD, (Fig. 33), wenn der Querbalken durch den Normalzwickel m ten Grades P belastet wird.

Die Last P wird eine horizontale Verschiebung der Eckpunkte C und D nach C' und D' verursachen. Dadurch wird sich die Sehne der elastischen Linie der Pfosten  $\overline{AC}$  und  $\overline{BD}$  um einen Winkel  $\omega$  resp.  $\omega + d\omega$  um A resp. B drehen. Die Rahmenwinkel bei C und D, welche rechtwinklig sind, behalten ihre Größe bei während der ganzen Formänderung des Rahmens. Hieraus folgt, daß der Winkel, welchen die Tangente im Punkte D' an die elastische Linie des Querriegels  $\overline{CD}$  mit der Tangente an derselben Linie in C' bildet, gleich ist dem Winkel, welcher die Tangente in D' an die elastische Linie des Ständers  $\overline{BD}$  mit der Tangente im Punkte C' an die elastische Linie des Ständers  $\overline{AC}$  bildet:

Dieses kann durch Anwendung des Satzes v. d. N. d. e. L. folgendermaßen geschrieben werden:

$$(Q)_{D_1} - (Q)_{C_1} = \{ (Q)_D + \omega + d\omega \} - \{ (Q)_C + \omega \} \quad (142)$$

Der Winkel  $\omega$  verschwindet aus dieser Gleichung. Der Winkel  $d\omega$  rührt von der Zusammendrückung des Riegels  $\overline{CD}$  her und kann durch folgende Formel ausgedrückt werden:

$$d\omega = \frac{\Delta l}{h} = -\frac{\left(\frac{Hl}{EF}\right)}{h}$$

Die „zweite Querkraft“  $(Q)_{D_1}$  ist gleich:

$$(Q)_{D_1} = (Q)_{C_1} - \left\{ \begin{array}{l} \text{verzerzte Momentenfläche} \\ \text{von CD} \end{array} \right\}$$

Hieraus berechnet sich die Differenz:

$$(Q)_{D_1} - (Q)_{C_1} = -\frac{1}{EJ} \left[ \frac{1}{2} l \frac{Pb}{m+2} - \frac{1}{m+3} b \frac{Pb}{m+2} - lHh \right]$$

Es ist ferner:

$$(Q)_D = -\frac{1}{EJ_h} \left[ \frac{2}{3} \cdot \left( \frac{1}{2} hHh \right) \right]$$

$$(Q)_C = -\frac{1}{EJ_h} \left[ -\frac{2}{3} \cdot \left( \frac{1}{2} hHh \right) \right]$$

Die Werte werden in der Gl. (142) eingesetzt, und diese nach H aufgelöst:

$$H = \frac{\left( \frac{1}{2} - \frac{b}{m+3} \right) \cdot \frac{Pb}{(m+2)}}{hl \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h} + \frac{J}{Fh^2} \right)} \quad (144)$$

### Spezialfälle.

Der Horizontalschub H des Rahmens mit Fußgelenken ABCD (Fig. 33) ist für folgende Belastungsfälle zu bestimmen:

1. Belastungsfall: Einzellast P in L.

In der Formel (144) wird m durch  $-1$  ersetzt:

$$H_{-1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Pab}{hl \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h} + \frac{J}{Fh^2} \right)} \quad (145)$$

2. Belastungsfall: Gleichmäßig über  $\overline{LD}$  verteilte Last P.

Es wird  $m = 0$  in die Formel (144) eingesetzt:

$$H_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3} \right) Pb}{hl \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h} + \frac{J}{Fh^2} \right)} \quad (146)$$

3. Belastungsfall: Dreiecklast P über LD (wie z. B. in Fig. 13).

In Formel (144) wird  $m = +1$  gemacht:

$$H_{+1} = \frac{1}{6} \cdot \frac{\left(1 - \frac{b}{2}\right) P b}{h l \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h} + \frac{J}{F h^2}\right)} \quad (147)$$

4. Belastungsfall: Gleichmäßig über  $\overline{CD}$  verteilte Last P.

In Formel (146) wird  $b=1$  gemacht.

$$H = \frac{1}{12} \cdot \frac{P l}{h \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h} + \frac{J}{F h^2}\right)} \quad (148)$$

5. Belastungsfall: Dreiecklast P als Normalzwickel über  $\overline{CD}$ .

In Formel (147) wird  $b=1$  gemacht.

Resultat wie Formel (148).

6. Belastungsfall: Dreiecklast P wie in Fig. 30.

Die Belastungsfläche wird zuerst in 2 Normalzwickel 1. Grades zerlegt und dann wird die Formel (147) angewendet.

Resultat:

$$H = \frac{5}{48} \cdot \frac{P l}{h \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h} + \frac{J}{F h^2}\right)} \quad (149)$$

**Aufgabe 18.**

Bestimmung der Einflußflächen für den Auflagerdruck A des dreiseitigen Rahmens ABCD mit Fußgelenken (Fig. 34) und mit Kragarmen  $\overline{CK}$  und  $\overline{DF}$ .

Nach dem 2. Satze von Land genügt es, das Auflager A um eine Größe  $A=1$  zu senken, um die in Fig. 34 b durch Schraffieren angedeuteten Einflußflächen zu erhalten.

**Aufgabe 19.**

Bestimmung der Einflußflächen für den Horizontalschub  $H'$  des in Fig. 34 a dargestellten Rahmens.

Nach dem zweiten Satz von Land wird das Auflager B um  $\frac{B_2 B_2'}{2} = 1$  verschoben. Dadurch nimmt der Rahmen die in Fig. 34 c skizzierte Form an. Die Unveränderlichkeit der beiden Rahmenwinkel bei C und D erlaubt eine bequeme Berechnung der maßgebenden Ordinate M der durch die Vergrößerung der Sehne AB hervorgerufenen Biegemomentenflächen.

Die Neigung im Punkte  $D_2'$  der elast. Linie des Ständers AD gegen die Senkrechte ist

$$q_v' = \frac{\left(\frac{H'}{2}\right)}{h} - \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} h \frac{M}{E J_h}\right)$$

und die Neigung im Punkte  $D_2'$  der elast. Linie des Balkens CD gegen die Wagerechte ist

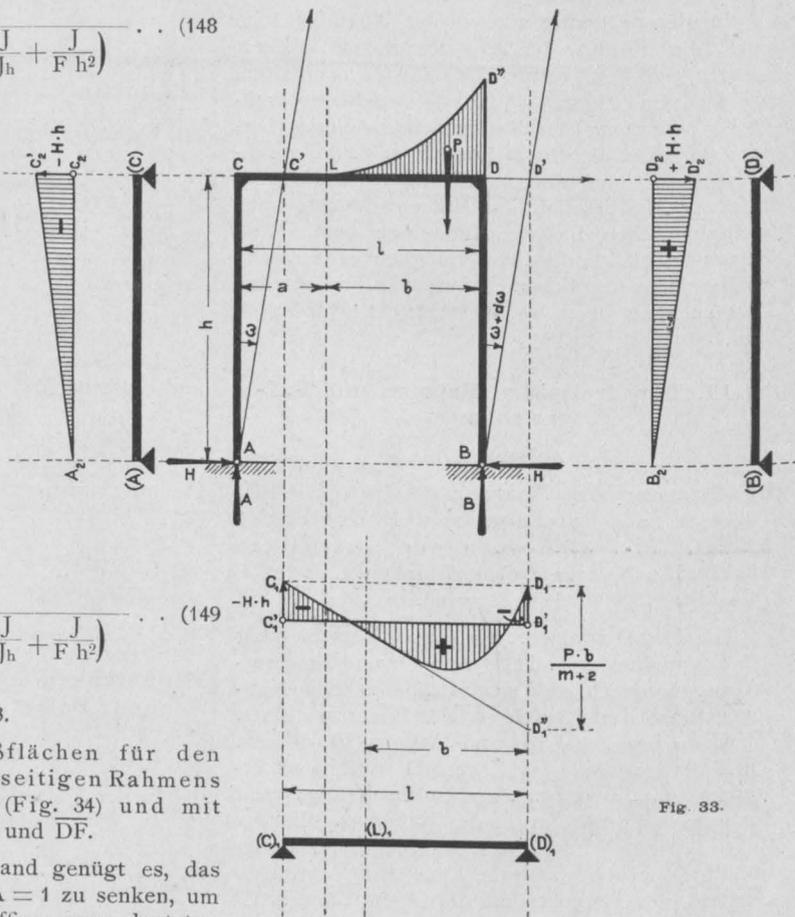


Fig. 33.

$$q_h = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{M}{E J}\right).$$

Da der Rahmenwinkel bei  $D_2'$  ein rechter ist, so müssen  $q_v'$  und  $q_h$  einander gleich sein, woraus

$$\frac{\left(\frac{H'}{2}\right)}{h} - \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} h \frac{M}{E J_h}\right) = \frac{1}{2} 1 \frac{M}{E J}$$

oder

$$M = \frac{H' E J}{h l \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h}\right)}$$

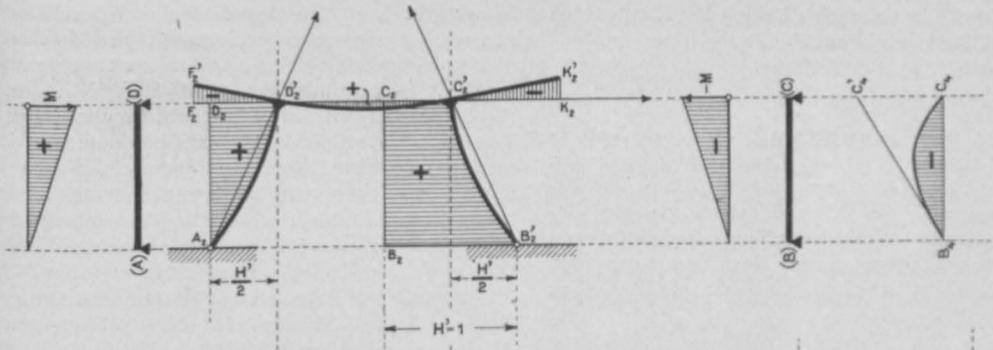


Fig. 34 c.

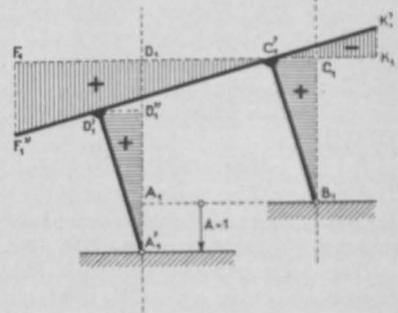
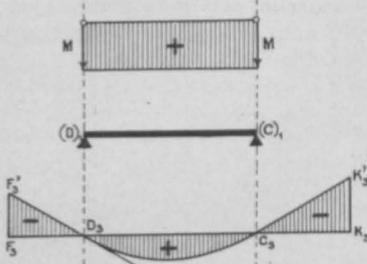


Fig. 34 b.

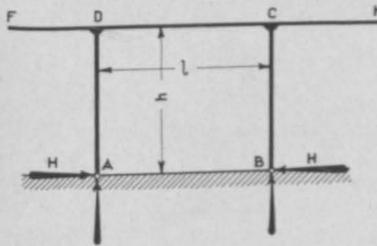


Fig. 34 a.

Hieraus folgt die Größe der zur vollständigen Bestimmung der schraffierten Einflußflächen nötigen Grundlinien:

$$\overline{C_3 C_3'} = \left(1 \frac{M}{EJ}\right) \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{h} \cdot \frac{H'}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h}} \quad (150)$$

und

$$\overline{C_4 C_4'} = \left(\frac{1}{2} h \frac{M}{EJ_h}\right) \frac{h}{3} = -\frac{1}{6} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{H'}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_h}} \quad (151)$$

(Schluß folgt.)

## LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden).

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

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Der Riesendrehrohröfen und seine Wirtschaftlichkeit. (Nachtrag z. d. Abb. i. d. Tonindustrie-Ztg. Nr. 61 1914). Von J. H. Schütt (Elmshorn in Holstein). Ein weiterer Beitrag zu dieser Streitfrage. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 78.

Die Berechnung der Verbrennung. Von

J. H. Schütt. Ein Beitrag zu dieser Streitfrage. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 87.

Das neue Naßsieb Trix. Beschreibung dieser neuen Maschine für die Naßaufbereitung der Rohstoffe für die Zementherstellung. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 90.

Elektrisches Schweißen von Zementfässern. Von Ingenieur Bruno Loewenherz. Das Verfahren und die Maschine zum Schweißen von

Reifen für Holzfässer oder Längs- und Rundnähten eiserner Fässer wird mit Abbildungen beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 66.

## 2. Prüfung und Untersuchung.

Über die Qualitätsziffern von Beton-einlageseisen. Von A. Leon und H. Linser. Versuche der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinenmaterial des k. k. Technologischen Gewerbemuseums Wien betreffend die Güte von Eisenbetoneinlagen, deren Resultate graphisch veranschaulicht werden. Zeitschr. f. Betonbau 1914. Heft 6.

Über den Wert von Traßzuschlägen zum Zement- und Kalkmörtel. Von Regierungsbaumeister Martin, Glückstadt. Die Anordnung der Versuche und ihre Ergebnisse werden sehr ausführlich mitgeteilt. Beton u. Eisen 1914. Heft XIII.

## 3. Wirtschaftliches.

Europas Welthandel mit Zement. Von Dr. Glier. Eine sehr ausführliche statistische Abhandlung. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 87.

Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb. Vortrag am 7. März 1914 im Württembergischen Verein für Baukunde. Von Dr.-Ing. Max Meyer, Stuttgart. Arm. Beton 1914. Heft 7.

## II. Theorie.

Die Grundlagen einer rationellen Berechnung der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten. Von Dr.-Ing. M. T. Huber, o. ö. Prof. d. k. k. Techn. Hochschule in Lemberg. Im Gegensatz zu der früheren „Balkenmethode“ und der in neuester Zeiteingeführten „Balkennetz-methode“ wird in der vorliegenden Arbeit die allgemeine Theorie für kreuzweise bewehrte Betonplatten mit möglichst elementaren Hilfsmitteln entwickelt und ihre Anwendung vorläufig in einem einfachen, praktisch wichtigen Falle gezeigt. Zeitschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1914. Nr. 30.

Zur Berechnung der Schubspannungen in gebogenen Stäben. Von Ingenieur Siegmund Fuchs, Assistent an der Techn. Hochschule in Lemberg. Es werden 1. praktische Formeln zur Berechnung der Schubfestigkeit gebogener prismatischer Balken von elliptischem und kreisförmigem Querschnitt aus den strengen Lösungen abgeleitet, 2. die Schubspannungskomponenten für einen Kreisringquerschnitt und die Formeln nach der Biegungslehre daraus angeben, und 3. ein Verfahren zur schätzungsweisen Auswertung der Schubspannungen für einen I-Träger gezeigt. Zeitschr. d. V. D. I. 1914. Nr. 33.

Das Zwickelverfahren. Von Dr. Arnold Moser, Ingenieur, Bureauchef der Firma Maillart & Co., Zürich. Arm. Beton 1914. Heft 7, 8 u. 9.

Trägerlose Eisenbeton - Deckenkonstruktionen. Von Anton Fitzinger, Wien. Ver-

fasser gibt kurz die Grundsätze und Berechnungen wieder wie sie neuerdings für diese in Amerika so gebräuchliche Konstruktionsart verwendet werden. Beton und Eisen 1914. Heft XIII.

Über Balken auf elastischer Unterlage Von Dipl.-Ing. Keiichi Hayashi, Bauingenieur im Sumitomo Besshi Bergwerk, Japan. In den ausführlichen Untersuchungen werden allgemeine Formeln über die rechnerische Ermittlung der Wirkungsweise des Balkens auf elastischer Unterlage gegeben. Der Eisenbau 1914. Heft 7.

Der rechteckige, geschlossene Rahmen. Von Dr.-Ing. Gilbrin in Oberkassel (Siegkreis). Ableitung von Formeln der am häufigsten vorkommenden Belastungsfälle für die Ermittlung der in den gefährlichen Querschnitten des Rahmens auftretenden Momente. Der Brückenbau 1914. Heft 13 u. 14.

Formung und Bemessung von Dreigelenkbögen. Von Dipl.-Ing. L. Lilienfeld in Prag. Verfasser gibt ausführlich ein rechnerisches Verfahren an. Der Brückenbau 1914. Heft 15.

Kreis- und Ringplatten unter allseitig symmetrischer Belastung. Von Dipl.-Ing. Dr. Lewe, Leiter der städt. Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg. Die Rechnungen und ihre Ergebnisse werden mitgeteilt. Beton und Eisen 1914. Heft XII u. XIII.

Sul calcolo della lastra rettangolare. Zur Berechnung rechteckiger Platten, von Ing. Prof. Camills Guidi. Der Verfasser entwickelt einfache Formeln zur Berechnung rechtwinkliger und quadratischer ringsum eingespannter Platten aus Eisenbeton, die nach den beiden den Umfassungen gleichlaufenden Richtungen bewehrt sind. Er kommt dabei zu dem Ergebnis, daß die den kürzeren Rechteckseiten gleichgerichteten Bewehrungen stärker zu wählen sind, als die längeren Einlagen. Bei einem Verhältnis der Rechteckseiten =  $\frac{3}{5}$  wird die der langen Seite gleichgerichtete Bewehrung schon überflüssig. Für quadratische Platten findet er das Biegemoment in der Plattenmitte = rund  $\frac{1}{27} pl^2$ , an der Einspannung = rund  $\frac{1}{21} pl^2$ . I cemento 1914. Heft 5.

Zur Berechnung von Säulankern. Von Dipl.-Ing. Wendt, Berlin. Verfasser gibt gegenüber der bisherigen Berechnung mit Kippmoment oder Benutzung der einfachen Biegungsformel ein allerdings auch auf Annahmen beruhendes genaueres Verfahren an und zeigt an einem Zahlenbeispiel die Ergebnisse nach der alten und neuen Rechnungsweise. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 68.

Ein praktisches Verfahren zur Lösung von Integralen und seine Anwendung auf die Ermittlung von statischen Momenten

und Trägheitsmomenten. Von Dipl.-Ing. Rudolf Slaby. Kurze theoretische Ableitung und Anwendung an Beispielen. Zeitschr. des Vereins deutscher Ingenieure 1914. Nr. 34.

Schwingungen von Brücken. Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Hawranek in Brünn. Es wird ein praktisch erprobter Schwingungszeichner beschrieben, eine Formel für die Schwingungsdauer einer Fachwerkbrücke abgeleitet und durch den Versuch geprüft und gezeigt, daß die Formel für die Grundschwingung einfacher Balken auch für Fachwerke sinngemäß angewendet werden kann. Aus den Formeln werden für die einzelnen dynamischen Belastungen die Stoßkoeffizienten abgeleitet. Der Eisenbau 1914. Heft 7.

### III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Sulla conservazione delle opere cementizie in presenza degli oli e dei corpi grassi in geneve. Über den Schutz von Zementkörpern gegen Öle und Fette von Prof. S. Canevazzi. Der Verfasser berichtet über Versuche zur Bestimmung des schädlichen Einflusses von Ölen und Fetten auf Betonkörper, namentlich bei Behältern zur Aufbewahrung von Ölen und dergl. Die Proben wurden mit Betonmischungen 1:3 angestellt. Teils wurde Rheinsand mit Zement gemischt, teils ein Gemenge von 8 bis 9 Teilen Rheinsand auf 2 bis 1 Teil feinstgemahlener Puzzolana dem Zement zugesetzt. Der Zusatz von 10—20% feiner Puzzolana zum Sand ergab etwas günstigere Verhältnisse; im allgemeinen aber soll es nach den Ergebnissen der Versuche möglich sein, nur durch inniges Mischen, Herstellen einer dichten porenfreien Oberfläche und längere Abbindezeit den Zementkörpern genügende Widerstandsfähigkeit gegen den Einfluß der Fette zu geben. I materiali da costruzione 1914. Heft 6.

Der Schutz von Eisen-, Beton- und Verbundbauwerken über Eisenbahnbetriebsgleisen. Von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle in Stuttgart. An vielen Abb. wird die Einwirkung der Rauchgase gezeigt, ihre Ursache untersucht und Mittel zur Abhilfe angegeben. Beton u. Eisen 1914. Heft XII.

Der Brand im Fabrikgebäude der Rheinisch-Westfälischen Holzindustrie, G. m. b. H., in Dortmund. An Abb. wird die geringe Wirkung des Feuers in diesem Eisenbetonbau gezeigt. Zeitschrift für Betonbau 1914. Heft 7.

Blitzschutz von Eisenbetonbauten. Vortrag von Prof. Dipl.-Ing. Ruppel in Frankfurt a. M. im Deutschen Betonverein. Der Brückenbau 1914. Heft 12. — s. a. L. 1914. August. V, 1.

Neuere amerikanische Versuche. Besprochen von Dipl.-Ing. W. Gercke in Berlin. Armierter Beton 1914. Heft 8.

Hohlmasten aus Eisenbeton. Von Prof. Hugo Fischer in Dresden. Nach einer kurzen Besprechung der verschiedenen Arten der Hohlmasten aus Eisenbeton und ihrer Herstellungsweise werden die Schleudermaste der Firma Otto & Schlosser in Meißen bzw. von Dyckerhoff & Widmann, Cossebaude bei Dresden, ausführlicher behandelt. Neben dem bereits in dieser Zeitschrift (u. a. 1910 S. 431, 1911 S. 192, 1912 Heft 1, 1913 Heft 1) ausführlich wiedergegebenen Herstellungsverfahren und den Ergebnissen zahlreicher, wissenschaftlich durchgeführter Biegeversuche wird einerseits den Schleudermaschinen, andererseits der durch das Schleudern bedingten Struktur des Betons besondere Beachtung gezollt. In letzterer Beziehung wird aus den untersuchten Querschnitten von Schleudermasten der Firma Otto & Schlosser in Meißen das Ergebnis abgeleitet, daß — wie es bei einer aus spezifisch verschiedenen schweren Teile gemengten Masse und deren Gruppierung unter Einwirkung der Zentrifugalkraft selbstverständlich ist — an der Außenseite der Maste der Beton sich stärker an Kies anreichert als im Innern. Es zeigte sich, daß bei einer mittleren Mischung von Zement und Kies sand von 1:2,3 im äußersten Drittel die tatsächliche Mischung 1:2,7, in der Mitte 1:2,4, im innersten Teile 1:1,8 betrug und daß der Gehalt an größeren Kiessteinchen im äußersten Viertel i. M. 31, in den nächstfolgenden Viertelteilen 28 bzw. 20 bzw. 4% ausmachte. Diese aus den Fischerschen Untersuchungen sich zeigende Bereicherung der Außenschichten an aktiv wirkendem Steinmaterial ist von nicht zu unterschätzender Bedeutung für die Bewährung der Hohlmaste und ihre hohe Tragfähigkeit. Dem Betonfachmann ist es bekannt, daß nicht die absolute Menge des Zementes die Güte und die Haltbarkeit der Mischung ausmacht, sondern der möglichst große Gehalt an hartem widerstandsfähigem Steinmaterial, das allerdings allseits von einer ausreichend fetten Zementmörtelmischung umgeben sein muß; daß dies hier vollkommen zutrifft, zeigen die Fischerschen Untersuchungen besonders deutlich, da hier in der äußersten Zone auf 31 Teile Kiessteinchen 69 Teile Zementmörtel entfallen, bei einem Mischungsverhältnis von 1 Zement auf 2,7 Sand + Steine. Die hervorragende Festigkeit, welche die Maste gegenüber biegenden Kräften bisher stets — sowohl bei Versuchen wie auch in der Praxis — bewiesen haben, dürfte zu einem nicht geringen Teile gerade auf diese, durch den Schleuderprozeß bedingte wertvolle Anreicherung der Außenschichten an Steinen, also in den Fasern, welche bei der Biegung die Größtbeanspruchung erhalten, zurückzuführen sein, da der größere Gehalt an Steinen mit einer erhöhten Druck- und Zugfestigkeit des Betons Hand in Hand geht. Es kommt noch hinzu, daß mit der höheren Stein-

menge auch die Neigung des Betons beim Abbinden und späterhin zu schwinden, sich verringert und somit die Gefahr des Auftretens der feinen Haarrisse an der Oberfläche der Maste erheblich abnimmt. Die durch den Schleuderprozeß bedingte, teilweise Umlagerung des Betons durch Hinausschieben eines Teiles der Kiessteinchen an die Mastaußenfläche ist somit für die Bewährung, Festigkeit und den Bestand der Schleudermaste von besonderem Vorteil und ein nicht zu gering anzuschlagender Vorzug gegenüber gleichartig, normal gestampften Bauteilen.

Über die diesbezügliche Veränderung der Betonmischung bei den von der Firma Dyckerhoff & Widmann in Cossebaude-Dresden hergestellten Schleudermasten sind dort eingehende Untersuchungen im Gange; sie werden zugleich die Abhängigkeit der Betonumlagerung von der Größe der Zentrifugalkraft, d. h. der Umdrehungsanzahl der Schleudermaschine — namentlich in der ersten Zeit des Schleudervorganges — und die Bestimmung der Festigkeit des Betons in den einzelnen Schichten zum Gegenstande haben.

Mit vielen Abb. Zeitschrift des Vereins deutsch. Ingenieure 1914. Bd. 58. Nr. 31.

#### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Allgemeine Lieferungsbedingungen für Portlandzement. Von Dr. M. N. Entgegnung auf die Angriffe der in Nr. 49 der Tonindustriezeitung 1914 aufgestellten Lieferungsbedingungen des Verfassers. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 66.

Talsperren-Bau. Ministerielle Anweisung zum Wassergesetz. Aus der „III. preußischen Ausführungsanweisung zum Wassergesetz vom 7. April 1913“, die am 29. April 1914 erschienen ist und in Anlage II eine Anleitung für Bau und Betrieb von Talsperren enthält, wird das rein Technische, das sich auf Mauerwerk bezieht, wiedergegeben. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 82.

#### V. Ausführungen.

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

Auswechslung gußeiserner Säulen durch Eisenbetonstützen. Von Stadtbaumeister Dipl.-Ing. Hermann Dewitz in Altona (Elbe). Mit Abb. wird der Ersatz gußeiserner Säulen durch Eisenbeton in einem Keller der Holstenbrauerei in Altona beschrieben, wo die alten Säulen den neuen Aufbau über dem Keller nicht tragen konnten. Beton u. Eisen 1914. Heft XIII.

Druckgliederkonstruktionen. Von Obering. G. Neumann, Wien. Verfasser bespricht besonders die Druckglieder, bei denen Gußeisen

und neuerdings auch Steinkerne aus Granit, Klinkern, Keramik usw. in umschnürten Betonsäulen angewendet werden. Beton u. Eisen 1914. Nr. XII.

Mistbeete aus Eisenbeton. Von Alexander Weyermann. An einer Reihe Abb. werden die Herstellung, Aufstellung und mannigfache Art der Verwendung solcher Mistbeete gezeigt. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 87.

Drainröhren aus Zement. Von E. Bessel. Verfasser, der für die Verwendung von Zementdrainröhren eintritt, regt an, ein Preisausschreiben zu erlassen, um die Ursachen zu untersuchen, die an einigen Stellen die Zementdrains zersetzt haben. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 84.

Bemerkenswerte neue Silobauten. Von Obering. Hans Schäfer. Mit Abb. werden die großen Silos der Oberschlesischen Portlandzementfabrik in Oppeln und die Schottersilo der Schlesischen Hartsteinindustrie (Tuntschendorf) beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 90.

Pfahlgründung mit Holzeisenbetonpfählen. Von Baurat Neufeldt, Lübeck. Das dem Ing. Heimbach in Lindau patentierte Verfahren wird in seiner Anwendung bei der Gründung einer freistehenden Brandmauer aus Eisenbeton im Lübecker Hafen mit Abb. beschrieben. Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1914. Nr. 64.

Bauwissenschaftliche Versuche über eiserne Spundwände. Von R. Scheck, Fürstenwalde a. d. Spree. Ausführungen mit den vier verschiedenen Systemen: Larssen, Ransome, Lamp und Schiffler werden eingehend beschrieben und die Ergebnisse der hierbei angestellten Untersuchungen mitgeteilt. Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1914. Nr. 67.

Der Abbruch von Eisen- und Eisenbetonbauten. Von Dipl.-Ing. Wochinger, Baupolizeiingenieur, Essen-Ruhr. Verfasser kommt in seinen Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß die Vorteile des Eisenbaues beim Abbruch durchaus nicht so groß sind gegenüber dem Eisenbetonbau. Beton u. Eisen 1914. Heft XIII.

Eisenbeton-Schuten. Von Dr. W. S. Verfasser berichtet über die neuen Erfolge des Ing. Rüdiger (Hamburg). In den Abb. wird die Gesamtausbildung ebenso wie die der Einzelheiten sehr gut vorgeführt. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 90.

Der Eisenbetonbau im Bau von Dampfkesselanlagen. Von J. W. Roth (Neugersdorf i. S.). Verfasser behandelt die Grundsätze der Verwendung des Eisenbetonbaus bei der Einmauerung der Kessel selbst und der Nebenanlagen (Kohlenbehälter, Aschenbehälter). Anwendung namentlich bei Einbau von größeren Kesseln ohne Erweiterung des Kesselhauses. Beton u. Eisen 1914. Heft X.

Die Verwitterungen und Auswitterungen an Natursteinen und am Beton. Von Prof. Dr. P. Rohland, Stuttgart. Eine Untersuchung

über die Ursachen dieser Erscheinung, die besonders durch die Rauchgase und die dadurch entstehenden Verbindungen auftreten. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1914. Nr. 68.

Gedanken zur künstlerischen Ausgestaltung von Betonbauten. Von Ing. Ernst Schick, Wien. Verfasser zeigt, daß die Ausdrucksmöglichkeiten sehr groß sind, aber eine vollkommene Beherrschung der Mittel und ein Studium der zu erzielenden Wirkungen voraussetzen. Mit Abb. Zeitschr. für Betonbau 1914 Heft 7.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Der Bau der Wolkenkratzer. Von R. Saliger. Verfasser untersucht auf Grund der Literatur die Ursachen ihrer Entstehung und ihre Ausführungsarten. Zeitschr. für Betonbau 1914 Heft 7.

Eisenbeton im Fabrikbau. Der Aufsatz gibt in gedrängter Form die allgemeinen Gesichtspunkte für die Verwendung des Eisenbetons im Fabrikbau nach einem Vortrag des englischen Fachmanns Fraser im englischen Betonverein. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 81.

Die Eisenbetonarbeiten am Royalhotel und Winterpalast Gstaad (Berner Oberland). Von Dipl.-Ing. S. Zipkes (Zürich). Grundfläche des Baus  $28,50 \times 63,15$  m; 10 und 7 Geschosse. Fundamente direkt auf Felsen oder auf Eisenbetonplatten. Aufbau in Eisenbeton; die Säulen sind aus architektonischen Gründen kräftig gehalten; die Decken hat man durch eine angehängte Holz- und Gipsdielenkonstruktion schalldicht gemacht. Wiederverwendung der Schalung der unteren Geschosse in den oberen. Baumaterial teils oberhalb des Bauplatzes gewonnen, teils mittels Seilbahn von der Bahnstation 100 m tiefer herangeholt. Trotz großer Beschleunigung der Arbeiten traten Störungen durch Frost ein; Verwendung von Frigorin. Viele Abb. Beton u. Eisen 1914. Heft VIII u. XII.

Dachkonstruktionen des neuen Telephongebäudes in Zürich. Von Dipl.-Ing. J. Polioka, Zürich. Ausführliche Mitteilung über die Berechnung. Zeitschr. für Betonbau 1914. Heft 7.

Nuovo tipo di solaio in cemento armato e laterizi. Neue Deckenart aus Eisenbeton und Platten von gebranntem Ton. Die mit dem Namen Spera-Decke von den Erfindern bezeichnete Deckenart besteht aus hohlen Kästen, die aus 2 wagerechten, Fußboden und Decke bildenden, und 2 senkrechten, die Seitenwände bildenden Tonplatten zusammengesetzt sind. Die an 2 Seiten offenen Kästen werden gebildet, indem die Platten mittels starker Rundeseisen zusammengefügt werden, die in tiefe Rillen an den Kanten der Platten einzementiert werden. Nach mindestens 10 tägiger Erhärtung werden die

Kästen, über deren Seitenwände die Rundeseisen seitlich herausragen, so auf einer teilweisen Schaltung aneinandergelegt, daß die offenen Seiten aneinanderstoßen, also ein zusammenhängender Hohlraum sich bildet. An den geschlossenen Seiten bleiben die Kästen durch einen Zwischenraum von 15–26 cm Breite getrennt, in den die hakenförmig umgebogenen Rundeseisen der Kästen fast um das gleiche Maß hineinragen. In diesem Zwischenraum wird dann der eigentlich tragende Eisenbetonbalken eingestampft, dessen Längsbe- wehrung mit den Rundeseiseneinlagen der Kästen verflochten wird. Zur Schalung sind nur einzelne, den Boden dieser Balken darstellende Bretter nötig, die, etwas breiter als dieser, den Kästen als Auflager dienen. Mit Abb. Il cemento 1914. Heft 5.

Die Jahrhunderthalle in Breslau. Kurze Baubeschreibung mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 78.

Bauinstallation für die Jahrhunderthalle in Breslau. Kurze Beschreibung der dort verwendeten Turmkabelkrane. Mit Abb. Schweizer. Bauztg. 1914. Bd. 64. Nr. 8.

## 3. Ausführungen im Brückenbau.

Brücke über den Nymphenburger Kanal im Zuge der Ludwig-Ferdinand-Straße. Von Dr.-Ing. Bosch, städt. Baurat, München. Zunächst werden die Ergebnisse der Untersuchung an der alten 1892 erbauten Eisenbetonbrücke — einer der ältesten in Deutschland — mitgeteilt und dann der Erweiterungsbau kurz beschrieben. Mit Abb. Beton u. Eisen 1914. Heft XII.

Eisenbetonbrücken über den Oder-Spree-Kanal. Von Regierungsbaumeister Ahlefeld in Müllrose. Beschreibung zweier Bogenbrücken. Brücke an der Flut bei Kersdorf mit 44,22 m Stützweite und 1:11 Pfeilverhältnis und Brücke bei Biegen mit 45 m Stützweite, Pfeilverhältnis 1:6 und aufgehängter Fahrbahn. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1914. Nr. XIII.

Verstärkung eines Viaduktes durch Eisenbeton. Von Dr.-Ing. E. v. Posch (Neustadt a. d. Hdt.). Die Verstärkung an dem Ottersweiler Viadukt der Reichseisenbahnen geschah durch eine vollständige Auskleidung der Öffnungen des Viaduktes durch Eisenbeton in Form von Gewölben, Pfeilerverkleidungen und Sohlgewölben. Mit Abb. Zeitschr. f. Betonbau 1914. Heft 7.

Fundamentverstärkungen und andere Ausbesserungen einer Straßenbrücke im Betriebe zur Vermeidung weiterer Rutschungen. Nach „Engineering Record“ kritisch bearbeitet von Dr.-Ing. Fritz Richter in Hildesheim. Es handelt sich um die eiserne Fußgängerbrücke über den Cuyahoffuß in Ohio unweit Cleveland, deren Pfeiler von vornherein schlecht gegründet waren und beim Ersatz einer Dreh-

brücke durch eine feste sowieso verstärkt werden mußten. Mit Abb. Der Brückenbau 1914. Heft 13.

Die Verwendung von Traß im Brückenbau. Von Heinrich Vogel in Andernach. Verfasser tritt für die Verwendung von Traß ein, indem er besonders dessen wirtschaftliche Verwendbarkeit untersucht. Der Brückenbau 1914. Heft 16.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Il cemento armato nelle costruzioni marittime. Die Anwendung des Eisenbetons auf Seebauten. Von Ing. Augusto Villa. (Fortsetzung, siehe Literaturschau Seite 267.) Der Verfasser teilt zunächst eine Reihe anderer ausgeführter Pfahlwerke mit, und zwar: Pontile di Spezia. Ein frei im Meer nahe der Küste von la Spezia erbautes Pfahlwerk aus 19 Eisenbetonpfählen mit oberer 19 m langer, 7,5 m breiter Plattform, zur Unterstützung zweier etwa 30 m hoher Antennen dienend. Meerestiefe 12,0 m. — Pontile di Bagnoli bei Neapel, 24 m breite, 100 m ins Meer vorgebaute Ladebrücke aus Eisenbetonpfählen und Plattform für 5 Lade- und 2 Krahnleise. — Pontile di Messina. Kleine Ladebrücke, 19,2 m lang, 2,5 m breit, am Kopf auf 5 m verbreitet. — Pontile di Soverato (bei Catanzaro in Kalabrien). 6,85 m breite, 60,35 m ins Meer hinausgebaute Landungsbrücke auf 88 Eisenbetonpfählen, die in 4 Längsreihen angeordnet sind. Meerestiefe bis 3,5 m. — Pontile di Servola (Trieste). Die 25 m breite, 150 m lange Brücke ruht mit den äußersten ins Meer vorspringenden Ecken auf 2 etwa 10 m hohen Pfeilern, die unten 5,0 · 2,4 m breit sind, als Kaissons aus Eisenbeton versenkt und mit Magerbeton gefüllt wurden. Im übrigen bilden 260 Eisenbetonpfähle von 12—15 m Länge die Unterstützung der etwa 10 m über dem Meeresgrund liegenden Plattform. — Pontile delle Puglie (Apulien). Die 66,0 m lange, 2,5 m breite Plattform ist nur am Kopf in 3,0 m Länge aus Beton, sonst aus Holz hergestellt und ruht auf etwa 50 Eisenbetonpfählen von 40 cm Durchmesser und achteckigem Querschnitt.

Der Verfasser gibt ferner eine größere Anzahl ausgeführter Beispiele von Futtermauern, Kran Gründungen und Molen, sowie von Bastionsvorsprüngen im Erdbebengebiet Messinas, bei denen Eisenbetonpfähle Verwendung fanden. Alle Baubeschreibungen sind ausführlich durch Zeichnungen erläutert, bei einigen sind die statischen Berechnungen beigelegt. Il cemento 1914. Heft 5 und 6.

Der Bruch der Stony-Talsperre. Von Eger, Berlin. Die Ursachen des Einsturzes, unzureichende Gründung und fehlender Schutz der Entlastungsvorrichtungen, bei der in Eisenbeton nach der Bauweise Ambursen ausgeführten Tal-

sperre in West-Virginia werden besprochen. Mit Abb. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 67.

Die Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Von Regierungsbaumeister W. Groth in Kiel. Die ganz ausführliche Baubeschreibung der gesamten Anlage bringt auch viele Angaben über die Ausführung der großen Betonbauten und ihre Gründungen. Mit vielen Abb. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 50, 51, 53 bis 55.

Der neue Osthafen der Stadt Berlin. Von Paxmann, Berlin. In der Beschreibung finden sich auch Angaben über Beton- und Eisenbetonbauten für Ufermauern, Unterführungen und Hochbauten. Mit Abb. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 43 u. 44.

Der Osthafen von Berlin. Von Dipl.-Ing. Artur Leipold in Berlin. In der ausführlichen, durch viele Abb. erläuterten Beschreibung werden auch verschiedene Ausführungen in Beton und Eisenbeton für Kaimauern, Straßentunnel und Dachbinder miterwähnt. Zeitschr. d. V. D. I. 1914. Bd. 58, Nr. 27 u. 28.

Herstellung eines unterirdischen Eisenbetonbassins unter Benutzung seiner Schwimmfähigkeit. Von Dipl.-Ing. W. Stortz, Oberingenieur d. Fa. Ed. Züblin & Co. (Straßburg i. E.). Arm. Beton 1914. Heft 8.

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

Bau der Berliner Untergrundbahnen. Von Ing. Heling. Ausführlichere Abhandlung über die Entwicklung und den Bau der Untergrundbahnen in Berlin. Mit vielen Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 78.

Piastre di cemento armato per sopporto di binari. Eisenbetonplatten als Unterlagen für Eisenbahnschwellen. Die Unterlagsplatten sollen unter den Holzschwellen nahe an deren Enden genau unter den Schienen angeordnet werden, den Druck also auf größere Fläche verteilen. Die Berechnungen und die zur Erläuterung der Einzelheiten nötigen Abbildungen sind beigelegt. Il cemento 1914. Heft 6.

Über die Stabilität von Tunnelmauerwerk. Unter Berücksichtigung der Erfahrungen beim Bau des Hauenstein-Basistunnels. Von Ingenieur E. Wiesmann, Olten. Eine eingehende statische Untersuchung. Schweizer. Bauztg. 1914. Bd. 64, Nr. 3.

Unterfangung einer Trockenpackung mit einem Eisenbetonträger. Von Dr.-Ing. W. Bäseler, Regierungsbauführer, Lauscha in Sachsen-Meiningen. Die schwierige Gründungsarbeit wird mit Abb. eingehend beschrieben. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 59.

Der Eisenbeton beim Bau der Wasserleitung von Los Angeles. Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi (Graz). Arm. Beton 1914. Heft 7.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

8. Einsturz einer Kellerdecke. Ein zwei-stöckiges Wohnhaus mußte auf schlechtem Bau-grunde errichtet werden. Unter einer 3 bis 4 m starken Torfschicht fand sich guter Baugrund erst in 5 bis 6 m Tiefe. Man beschloß, an den Kreuzungspunkten der Mauern Eisenbetonpfeiler von 40×40 cm Stärke zu stellen, die die Last durch 1,40×1,40 m große Platten auf den festen Grund übertragen sollten. Die ganze Höhe der Pfeiler war 4,90 m, sie ragten etwa 2 m über den Kellertußboden hervor und trugen die Eisenbetondecke des Kellergeschosses. Erdgeschoß und 1. Stock erhielten Holzbalkendecken, darüber stand ein hölzerner Dachstuhl. Am Tage, an dem das Richtfest geplant war, fing ein Zimmermann an, im Keller des im Grundriß (Fig. 1) schraffierten Gebäudeteiles die Eisenbetondecke auszurüsten. Dabei stürzte dieser ganze Gebäudeteil in sich zusammen. Der Zimmermann konnte noch zur Seite springen und wurde nur leicht verwundet; sonst ist niemand verletzt worden. Die Untersuchung ergab, daß Pfeiler A völlig in den Boden versunken, und Pfeiler B der ganzen Länge nach aufgespalten war; beide wurden daher bis zur Grundplatte freigelegt. Pfeiler A (Fig. 2) war nicht, wie es in der statischen Berechnung angenommen war, 40 cm, sondern nur 30 cm stark ausgeführt; er war völlig zusammengedrückt. Pfeiler B war zunächst 30×32 cm stark gewesen; weil der Unterzug I aber bei der Ausführung nicht in die richtige Flucht, sondern 20 cm zu weit nach innen geraten war, hatte man dem Pfeiler B einen 20 cm starken Ansatz ohne jede Verbindung anbetoniert. Dieser Ansatz war von oben bis unten abgespalten. Die Unterzüge II, III und V waren zusammengebrochen, dies hatte den Einsturz des ganzen Gebäudeteiles bis oben hin veranlaßt. Die ganze übrige Eisenbetondecke ruhte jetzt fast ausschließlich auf den Steifen, die sich nur mittels schmaler Brettchen, ohne Keile auf den Erdboden stützten und in diesen hineingedrückt waren. Besonders die Ecke E hatte sich stark gesetzt, was die Ursache der in Fig. 1 eingezeichneten Risse in der Kellerdecke war. Auch in den Unterzügen fanden sich Risse, z. T. von 1 cm Breite. Die Grundplatten der freigelegten Pfeiler A und B standen nicht auf dem guten Baugrunde. Bei B fand man mit der Eisennadel erst 1 m tiefer festen Grund; bei A war dieser selbst in 1,40 m Tiefe noch nicht zu fühlen. Der

Beton war in der Mischung 1:4 hergestellt. Die vom Sachverständigen mit denselben Baustoffen angefertigten Proben erlangten nach 28 Tagen 133 kg/qcm Festigkeit. Der Beton der Grundplatten war schlecht gemischt und mürbe; der Beton unten an Säule A war ganz minderwertig. Offenbar hatte das Torfwasser im umgebenden Boden das Abbinden beeinträchtigt. In Säule B befanden sich beträchtliche Fehlstellen, die sich voll Torferde gesetzt hatten. Pfeiler A scheint zuerst eingeknickt zu sein; dies zog alle andern Zerstörungen nach sich. Auf Grund des Sachverständigen-Gutachtens ist der Geschäftsführer

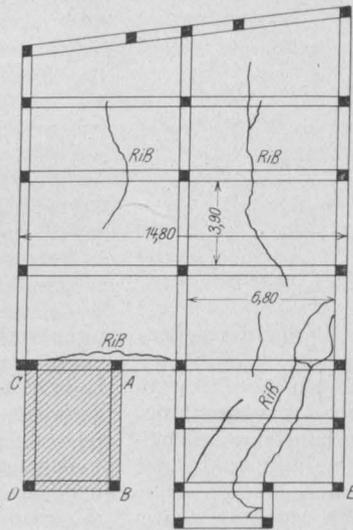


Fig. 1. Kellergrundriß.

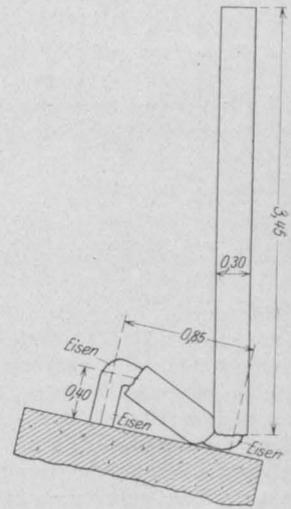


Fig. 2. Pfeiler A.

des Unternehmers zu 500 M. und sein Techniker, der mit der Bauaufsicht einen Polier beauftragt hatte, der noch nie bei Eisenbetonbauten tätig gewesen war, zu 50 M. Geldstrafe verurteilt worden, weil sie wider allgemein anerkannte Regeln der Baukunst gehandelt und dadurch Andere gefährdet hätten.

L.—M.

9. Einsturz einer Kellerdecke. In einem Hause war eine gewölbartige Kellerdecke hergestellt, deren Abmessungen aus der Abbildung ersichtlich sind. Nach links schloß sich eine wagerechte Eisenbetondecke an, rechts war die Außenmauer. Mit der Herstellung der Decke war Ende Oktober begonnen, zwei Wochen später wurde sie ausgeschalt. Ob zunächst noch Stützen stehen geblieben sind, ließ sich wegen sehr widersprechender Zeugenaussagen nicht genau feststellen; sind Stützen dagewesen, so sind sie

9. Einsturz einer Kellerdecke. In einem Hause war eine gewölbartige Kellerdecke hergestellt, deren Abmessungen aus der Abbildung ersichtlich sind. Nach links schloß sich eine wagerechte Eisenbetondecke an, rechts war die Außenmauer. Mit der Herstellung der Decke war Ende Oktober begonnen, zwei Wochen später wurde sie ausgeschalt. Ob zunächst noch Stützen stehen geblieben sind, ließ sich wegen sehr widersprechender Zeugenaussagen nicht genau feststellen; sind Stützen dagewesen, so sind sie

jedenfalls später beseitigt worden. Während der Erhärtungszeit war das Wetter regnerisch. Fünf Wochen nach Beginn der Herstellung wurden Schwemmsteine an der einen Seite gelagert (s. Abb.), 1200 bis 2200 Stück; die Angaben über die Zahl gehen sehr auseinander. Dabei riß die gewölbte Decke an der nicht belasteten Seite

Bewehrung. Der Beton scheint ungleichmäßig gewesen zu sein; am rechten Auflager zeigte er ein dichtes Gefüge, an der Bruchstelle war er sehr löcherig. Zur Zeit des Unfalles soll der Beton noch nicht genügend erhärtet gewesen sein, obgleich er schon fünf Wochen alt war. Nach Angabe des Sachverständigen hätte bei der regnerischen Witterung auch

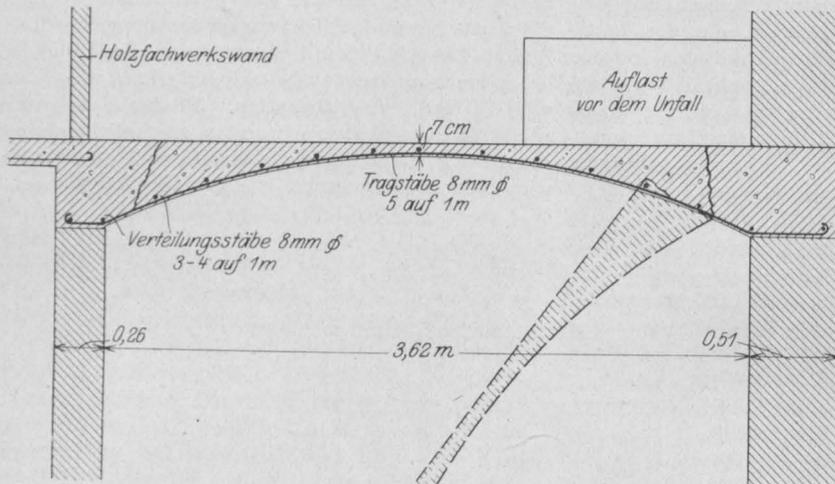


Fig. 3.

völlig durch, brach darauf auch an der andern Seite scharf ab und stürzte hinunter. An beiden Seiten blieben die stärkeren Enden der Decke in den umgebenden Mauern sitzen. Ein Mann, der mit dem Aufstapeln der Schwemmsteine beschäftigt war, stürzte mit in die Tiefe und erlitt einen schweren Beinbruch. Der Sachverständige stellte fest, daß die gebogenen Eiseneinlagen an sich in genügender Zahl und Stärke vorhanden waren; an beiden Auflagern fehlte dagegen die obere

Schwemmsteine scheint nur noch den letzten Anstoß zum Unfall gegeben zu haben. Der Staatsanwalt hat das Verfahren gegen den Unternehmer eingestellt, da nach Angabe des Sachverständigen ein Verstoß gegen allgemein anerkannte Regeln der Baukunst nicht sicher nachzuweisen sei. Auch der Umstand, daß der Angeschuldigte sich vor Übernahme des Baues keine genügende Praxis im Eisenbetonbau angeeignet habe, bedeute noch keine Fahrlässigkeit, da dies in kleineren Betonbaugeschäften nicht ungewöhnlich sei.

Bei der Berechnung der Löhne für Biegen, Flechten und Einlegen stellt Taylor vor allem das für uns neue Prinzip auf: Die Berechnung der Löhne pro Kilogramm Eisen ist willkürlich und ungenau; man muß die Kosten pro Konstruktionsteil angeben. Tatsächlich gibt Taylor in ausführlichen Tabellen die Kosten der Eisenarbeit pro Stück Säule und pro Stück Träger, für verschiedene Längen, verschiedene Armierungen und verschie-

L.-M.

## WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

### DIE ANREGUNGEN TAYLORS FÜR DEN BAUBETRIEB.

Vortrag am 7. März 1914 im „Württembergischen Verein für Baukunde“.

Von Dr.-Ing. Max Mayer (Stuttgart.)

(Schluß von S. 318.)

Über das Kapitel, das sich mit den Eiseneinlagen befaßt, können wir rascher weggehen. Taylor gibt außer den üblichen Eisentabellen noch eine andere Anordnung, wie sie bei uns nicht eingeführt ist und wie ich sie früher schon selber versucht habe: nämlich für fortschreitende Bruchteile von Quadratzentimetern die möglichen Eisenanordnungen zusammenzustellen, für Platten und Balken getrennt.

Bei der Berechnung der Löhne für Biegen, Flechten und Einlegen stellt Taylor vor allem das für uns neue Prinzip auf: Die Berechnung der Löhne pro Kilogramm Eisen ist willkürlich und ungenau; man muß die Kosten pro Konstruktionsteil angeben. Tatsächlich gibt Taylor in ausführlichen Tabellen die Kosten der Eisenarbeit pro Stück Säule und pro Stück Träger, für verschiedene Längen, verschiedene Armierungen und verschie-

Tabelle XII.

**Zeitbedarf zur Herstellung von Säulenarmierung in Minuten pro Stück Säule.**

(Biegen, auf Böcken flechten und einlegen).

Die Angaben beziehen sich auf Durchschnittsarbeiter und enthalten bereits den Zuschlag für Störungen und Pausen.

Bügel sind in 30 cm Abstand angenommen.

Andere Säulenhöhen sind zu interpolieren.

Durchmesser d. Längseisen mm	Durchmesser d. Bügeleisen mm	4 Längseisen			8 Längseisen		
		Säulenhöhe in m					
		1,80	3,60	5,40	1,80	3,60	5,40
12	5	45	79	120	71	125	186
18	6 $\frac{1}{2}$	49	95	140	79	149	220
25	8	62	118	180	100	188	276
32	9 $\frac{1}{2}$	73	139	208	120	228	336
38	9 $\frac{1}{2}$	84	163	240	144	273	401

*Neu berechnet  
4 Längseisen pro 1,80 m*

dene Ausführungsweisen (in der Schalung flechten oder fertige Gerippe einlegen). Bei der Plattenarmierung wird der Lohn pro Quadratmeter angesetzt. Ähnlich wird auch die Wandarmierung betrachtet, und schließlich wird die Knüpfarbeit noch getrennt behandelt, um besondere Anforderungen in dieser Richtung beachten zu können. Für den Eisentransport von Hand gibt Taylor Tabellen, aus denen sofort abzulesen ist, wieviel Stäbe von gegebenem Durchmesser und gegebener Länge auf ein Bündel gehen, das für 1, 2 oder 3 Mann eine angemessene Traglast bildet; die Last pro Mann ist dabei zu 27 kg angenommen.

Wenn man das erste Mal hört, daß Taylor die Eisenlöhne nicht pro Kilogramm sondern pro Konstruktionsteil angibt, dann ist man mißtrauisch hinsichtlich der Durchführbarkeit. Wenn man sich aber richtig darein versetzt, so kann man nicht genug staunen über die Richtigkeit und selbstverständliche Treffsicherheit, mit der hier diese Punkte behandelt sind. Und wenn wir aufrichtig sein wollen: Hat man dieses fertige Material vor sich, sieht man, wie dieser Mann aus seinen Tabellen heraus bei jeder vorkommenden Bauarbeit auf vollkommen exakte Weise und alle Einflüsse berechnend sagen kann, wie lange der Arbeiter daran zu schaffen hat und was sie dem gutgeleiteten Betrieb kosten wird und kosten darf, dann hat man das Gefühl, das wir bisher blind und ohnmächtig herumgetappt sind.

Aus den Tabellen ist natürlich auch ersichtlich, daß es bei den Säulen billiger kommt, auf den Böcken fertig zu flechten als in der Schalung zu flechten, während es bei den Trägern umgekehrt ist. Für die Detailkonstruktion

Tabelle XIII.

**Zeitbedarf zur Herstellung von Trägerarmierung in Minuten pro Stück Trägerfeld.**

(Biegen, einlegen und flechten).

Die Angaben beziehen sich auf Durchschnittsarbeiter und enthalten bereits den Zuschlag für Pausen und Störungen.

Andere Trägerlängen sind zu interpolieren.

Durchmesser der Längseisen mm	Durchmesser der Bügeleisen mm	Anzahl der Längseisen	Grade Stäbe	Beiderseits auf- gebogen	Trägerlänge zwischen den Säulen- achsen			Angenommene Bügelanzahl	Angenommene Bügelänge cm
					3 m	6 m	9 m		
12	6 $\frac{1}{2}$	3	2	1	36	52	58	6	61
		3	1	2	33	45	52	4	61
		4	2	2	46	56	67	6	71
		5	2	3	53	67	82	6	76
18	6 $\frac{1}{2}$	6	3	3	66	82	98	8	86
		8	4	4	92	110	134	12	102
		3	2	1	71	92	102	14	89
		3	1	2	59	74	89	8	89
25	9 $\frac{1}{2}$	4	2	2	85	105	125	14	102
		5	2	3	96	123	149	14	114
		6	3	3	122	156	188	20	127
		8	4	4	167	211	254	28	145
32	12	3	2	1	83	109	136	12	122
		3	1	2	69	100	126	6	122
		4	2	2	99	137	172	12	142
		5	2	3	122	153	210	12	158
38	12	6	3	3	145	201	253	16	173
		8	4	4	201	277	350	22	203
		3	2	1	99	138	175	10	152
		3	1	2	95	136	175	6	152
42	12	4	2	2	126	178	225	10	173
		5	2	3	155	222	281	10	196
		6	3	3	190	267	338	14	216
		8	4	4	261	378	487	20	248

der Armierung gelten in der Union die Vorschriften einer Fachvereinigung; die Träger bekommen nur eine geringe Anzahl Bügel in der Nähe der Auflager. Die Armierung ist durchweg kräftig und einfach und weist größere Durchmesser und größere Abstände auf wie bei uns, was ein exakteres Einlegen erlaubt und weniger Beschädigungen des fertigen Geflechtes zur Folge hat. Dadurch erklären sich auch die sehr niedrigen Zahlen, die Taylor als Durchschnitt für den Gesamtlohn auf Armierung pro Gewichtseinheit gibt, beispielsweise 1,5 Pf. pro Kilogramm

für normale Eisenbetonkonstruktionen (bei 50 Pf. Stundenlohn).

Der allgemeine Eindruck, den Taylor von der Eisenarbeit auf den Baustellen hatte, lautet wörtlich, daß durch systematisches Arrangement „ein ganz schrecklicher Fortschritt“ möglich ist.

## Tafel XIV.

## Zeitbedarf zur Herstellung von Plattenarmierung in Minuten pro 10 qm.

Die Angaben enthalten bereits den Zuschlag für Pausen und Störungen und gelten für Durchschnittsarbeiter; für rasche Arbeiter braucht man nur  $\frac{2}{3}$  der angegebenen Zeiten.

Als Verteilungseisen sind überall Eisen von 9 mm  $\varnothing$  in 60 cm Abstand angenommen.

Säulenabstand m	1 Trägerfeld pro Säulenfeld (4 Biegungen pro Säulenfeld)			2 Trägerfelder pro Säulenfeld (8 Biegungen pro Säulenfeld)			3 Trägerfelder pro Säulenfeld (12 Biegungen pro Säulenfeld)		
	Durchmesser der Trageisen in mm								
	9	12	16	9	12	16	9	12	16
10 cm Abstand der Trageisen									
3,0	147	170	212	212	234	280	261	290	352
4,5	128	152	192	172	196	240	208	237	289
6,0	115	139	178	145	170	212	172	202	247
9,0	104	128	165	125	138	189	143	171	213
15 cm Abstand der Trageisen									
3,0	101	118	142	139	160	190	180	200	234
4,5	89	106	128	118	135	162	146	164	194
6,0	82	97	118	102	119	143	122	140	168
9,0	71	87	111	85	100	127	97	116	144
20 cm Abstand der Trageisen									
3,0	75	86	109	125	142	166	132	151	180
4,5	67	78	98	100	115	138	105	123	148
6,0	60	71	91	84	99	120	87	103	126
9,0	55	66	85	70	84	105	71	91	109

Der Höhepunkt seines Buches ist die Behandlung der Schalung; hier ist sein System am besten ausgebaut. Er sagt selbst, daß die Anwendung auf diesen Teil am leichtesten und am erfolgreichsten möglich ist. Bei den Rüstungen für Bogen und Kanäle beschränkt er sich darauf, eine Reihe von sehr guten Ausführungsbeispielen abzubilden und zu besprechen. Es fällt uns auf, daß er empfiehlt, bei den Keilen die Gleitflächen zu hobeln und einzufetten. Bei einer von mehre-

ren Bogenrippen getragenen Brücke von 85 m Spannweite kam ein eiserner Dreigelenkbogen als Gerüst zur Anwendung, der von einer Rippe zur nächsten verschoben wurde. Taylor beschreibt überhaupt viel Interessantes an fahrbaren Rüstungen und eisernen Schalungen. Die Kosten der Bogenrüstungen setzt er proportional der Summe von Höhe und Spannweite und gibt auf empirischer Grundlage eine Kurve für die benötigte Holzmenge, aus der wir die folgenden Werte entnehmen:

Summe von Spannweite und Höhe in Metern . . . .	10	20	30	40	50
Erforderliche Kubikmeter Rüstholz pro Meter Bogenbreite	2,0	4,0	8,0	16,6	25,6

Bei den Eisenbetonschalungen hat sich Blech wegen der geringen Steifigkeit bei mäßigen Stärken nicht einbürgern können; eher könne man Wellblech benützen. Taylor schlägt vor, alles Schalholz beiderseits hobeln und an den Rändern säumen zu lassen; Feder und Nut sei sehr üblich. Hinsichtlich der Brettstärke bemerkt er, daß nach seinen genauen Beobachtungen für Säulen Schalholz von 25 mm Dicke beim Vorrichten um 16% und beim Aufstellen um  $7\frac{1}{2}\%$  billiger kommt als 38 mm starkes; für mehrmalige Verwendung ist jedoch das dickere vorzuziehen, da es öfter wieder benutzt werden kann, auch darf man den Querhölzern einen größeren Abstand geben. Im allgemeinen soll man 25 mm-Ware für Plattenschalung und für die Seitenflächen der Träger verwenden, 50 mm für Trägerböden, 38 mm für die Säulen. Taylor zieht grundsätzlich altes Holz, soweit es noch nicht beschädigt ist, dem neuen vor. Die Bestellung soll auf genaue Längen und Breiten auf Grund eines Verzeichnisses erfolgen, das aus der Schalungszeichnung herausgezogen ist. Für die vorherige Abschätzung des Holzbedarfes dagegen soll man den Bedarf an Querhölzern und Sprießen durch schätzungsweise Annahme einer größeren Brettstärke, von 5 bis 12 cm, berücksichtigen. Formen, die beim Ausschalen auseinandergenommen werden müssen, sollen so leicht als möglich genagelt werden. Das Verändern alter Formen auf andere Abmessungen kostet 90% mehr als das Herstellen der gleichen Form aus neuem Holz. Soweit es auf die Holzabnutzung ankommt, kann man die gleiche Schalung bei Mauern etwa 16mal, bei Säulen und Trägern 10mal, bei Deckenschalungen 6mal verwenden, 25 mm-Bretter vorausgesetzt. Bei Hochbauten solle man im allgemeinen damit rechnen, daß man das  $1\frac{1}{2}$ fache der Stockwerkschalung braucht. Dies genüge bei gutem Wetter, wenn man für die Herstellung jedes Stockwerks eine Woche Zeit hat. Einige große Unternehmer

würden sogar grundsätzlich bloß eine Stockwerk-schalung und weiteres Holz für Trägerböden und Spriese verwenden. — In Stuttgart habe ich es erlebt, daß bei einem Fabrikgebäude von 7 Stockwerken die Bauleitung erst verlangte, man müsse den Keller und das ganze Haus voll in der Schalung stehen lassen, bis das Dach betoniert sei, und wie wir am dritten Stock bauten, mußten wir bitten, daß man uns den Keller ausschalen ließ, und dann mußten noch die Träger unter-sprießt bleiben. Daß dieser Bau ein ganz unheimliches Holz gekostet hat, ist klar. Eine Revision der bei uns üblichen Anschauungen in diesem Punkte dürfte wesentlich dazu beitragen, unsere Eisenbetonbauten zu verbilligen. In der kalten Jahreszeit muß man natürlich mit langen Ausschallfristen rechnen; dies ist bei Winterbauten schon in der Kalkulation zu berücksichtigen und von einem allgemein gültigen Preis für den Quadratmeter Schalung kann deshalb gar keine Rede sein. Taylor gibt als normale Ausschallfristen bei gutem Sommerwetter folgende Zahlen: Mauern 1 Tag, oder bis man mit dem Daumen keinen Eindruck mehr machen kann; dünne Mauern 2 Tage, Säulen 2 Tage, Deckenplatten bis 2 m Spannweite und Trägerseiten 6 Tage, Trägerböden 2 Wochen, Bögen 1—4 Wochen. Auch hängt die Ausschallfrist vom Verhältnis von Eigen-gewicht und Nutzlast ab.

Die Herstellung der Schalungen hat immer nach genauer Zeichnung zu geschehen, und wenn auch ein erfahrener Zimmerpolier besser ist wie ein schlechter Zeichner, so darf man doch die Konstruktion der Schalung nicht dem Polier allein überlassen, weil sonst viel zu viel Holz verschwendet wird. Beim Entwurf ist darauf zu achten, daß die einzelnen Teile der Schalung in nachstehender Reihenfolge entfernt werden können:

1. Säulen,
2. Trägerseiten,
3. Plattenschalung,
4. Trägerböden.

Schalungen für Mauern zwischen Pfeilern macht man am besten aus zwei Teilen, Deckenfelder aus vier Teilen, damit sie nicht hängen bleiben. Will man die Trägerschalungen in einem Stück abnehmen, so soll man sie oben etwas weiter machen als unten. Die Stockwerkhöhen sollen womöglich für das ganze Gebäude konstant bleiben und bei den Säulen soll man lieber mit der Armierung stark wechseln, als den Durch-messer ändern. In einem Fall wurde bewiesen, daß die Verringerung des Säulendurchmessers für das nächste Stockwerk zwar an Beton eine Ersparnis von 9,70 Mark, an Schalungskosten aber einen Mehraufwand von 24 Mark pro Säule zur Folge hatte. Überdies ändern sich auch noch die Längen der Trägerschalungen.

Bei der Berechnung der Deckenschalungen wird die Belastung durch den Baubetrieb mit 365 kg/qm in Rechnung gestellt. Für die Säulen- und Wandschalung ist es wichtig, wie lange der Seitendruck des Betons bei zu-nehmender Erhärtung und gleichzeitigem Höher-einfüllen wächst. Der größte auftretende Druck hängt natürlich von der Temperatur und von der Geschwindigkeit ab, mit der das Betonieren nach oben fortschreitet. Ein Major Shunk hat hierüber genaue Messungen angestellt und Taylor druckt dessen Tafel ab. Wenn man beispiels-weise 1,2 m pro Stunde an Höhe einfüllt, so ist der größte auftretende Seitendruck bei 16° C 4,8 t/qm, bei 60 cm Höherrücken pro Stunde nur 2,9 t/qm, bei 2½ m Fortschritt in der Höhe dagegen fast 7 t/qm. Bei geringerer Temperatur sind diese Zahlen noch viel größer, bei 4° C beispielsweise sind die Drucke um 30—45 % größer als die eben angegebenen für 16° C. Für diesen Druck müssen natürlich die Säulen- und Wand-schalungen berechnet werden. Daß die Ver-steifungen und Absprießungen der Schalung, wenn man sie auf diesem Wege genau berechnet, oft ganz anders aussehen, als unsere Poliere sie machen, liegt auf der Hand.

Die Arbeit beim Vorbereiten der Schalung muß so systematisch als möglich arrangiert werden. Die gleichen Leute sollen möglichst immer die gleichen Teile herstellen; die vor-gerichteten Stücke müssen nach einem genau festgelegten und schon in den Plänen an-gegebenen System bezeichnet werden. Der Zimmermann schafft ständig an seiner Werkbank, das Hinbringen des Holzes und das Wegholen der fertigen Stücke wird von einer getrennten Gruppe von Tagelöhnern besorgt. Das Umarbeiten der Schalung auf veränderte Abmessungen soll auf der Decke oben gemacht werden, damit man das Holz nicht hinauf- und herunterschaffen braucht. Natürlich muß dann auch die Kreissäge immer von einem Stockwerk zum nächsten ver-setzt werden. An Gerüsten und Treppen soll ja nicht gespart werden; von besonderer Wichtigkeit ist es, daß die Schalungen beim Vorrichten so genau gearbeitet werden und daß sie beim ersten Aufstellen so genau ins Senkel und in die Richtung gestellt werden, daß alles Nach-arbeiten wegfällt. Nur das Unterkeilen der Spriese und das Durchnivellieren und Nach-ziehen der Keile vor dem Betonieren wird man nie entbehren können. Den Balken soll man einen Stich geben von 2 mm pro m Spannweite. Sehr praktisch sind Nägel mit doppeltem Kopf, einem, der wie gewöhnlich die Grenze für das Eintreiben gibt, und einem überstehenden; sie sind sehr bequem ausziehen und können auf der Luftseite der Schalung überall Verwendung finden. Das Ölen der fertig aufgestellten Scha-

lungen, das in Amerika anscheinend allgemein gemacht wird des leichteren Ausschalens wegen und das sicher der Nachahmung wert wäre, muß von Tagelöhnern besorgt werden und nicht von Zimmerleuten.

Das Vorbereiten der Schalungsformen kann durchaus nach Werkstättenart organisiert werden. Genaue Zeichnung mit Nummerierung

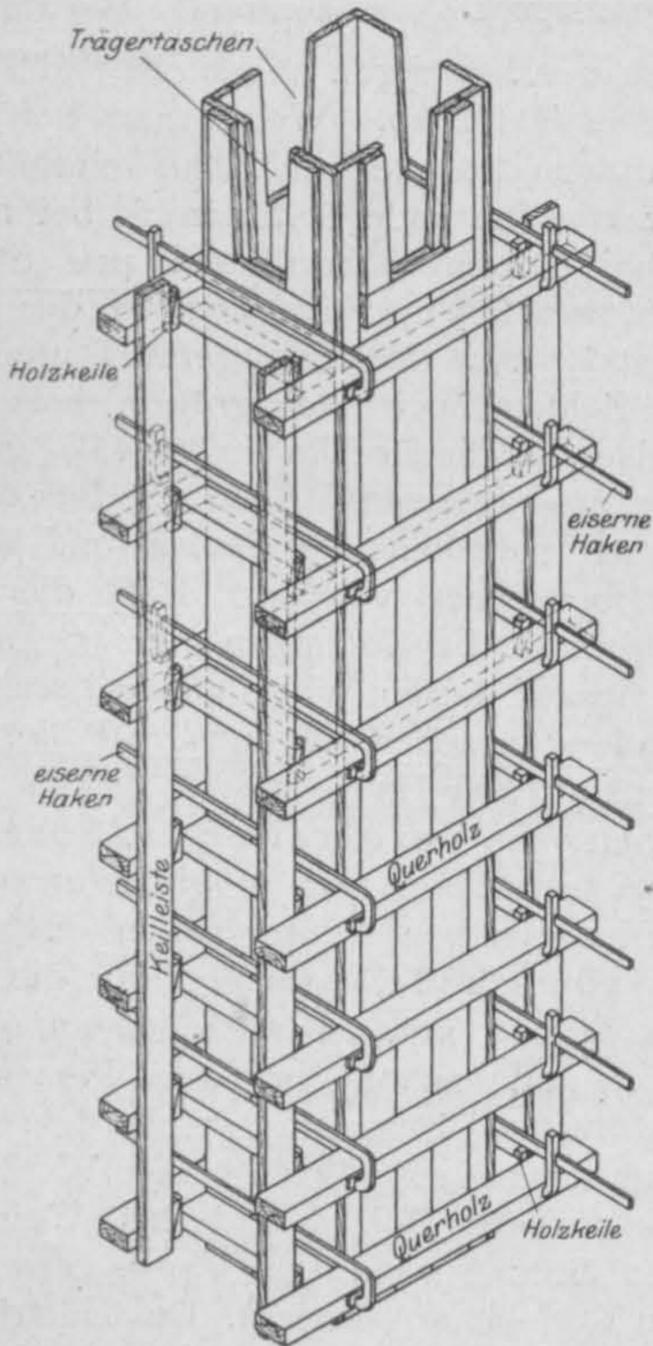


Fig. 1.

Säulenschalung mit eisernen Haken und Keilleiste.

aller Teile und entsprechenden Stücklisten, Bestellung der Hölzer auf genaues Maß, entsprechendes Herrichten der Werkbänke, Zusammenfassung aller gleichartigen Stücke sind die wichtigsten Regeln hierfür. Um die einzelnen Tafeln herzustellen, werden auf die Arbeitsbänke (vergl. Fig. 1 und 2\*) Leisten genagelt, zwischen welche die Querhölzer zu liegen kommen, ohne daß der Zimmermann sich um ihre richtige Lage zu kümmern braucht; auf die Querhölzer werden die Schalbretter gelegt und auch durch Anschläge so geführt, daß sie von selbst richtig zu liegen kommen; dann wird systematisch genagelt und die fertige Tafel beiseite gelegt. An jeder Bank

\*) Die beiden Figuren entnehme ich den Tafeln, welche mir von den Herren Frederick W. Taylor und Sanford E. Thompson für den Vortrag zur Verfügung gestellt wurden.

arbeitet ein Mann, die übliche Gruppierung zu zweien verwirft Taylor. Rohmaterial und fertige Tafeln werden im rechten Winkel zur Werkbank aufgestapelt.

Taylor gibt nun Konstruktionszeichnung und detaillierteste Beschreibung von 7 verschiedenen Formen für rechteckige Innensäulen; die in beistehender Figur dargestellte Schalung soll nach den Zeitstudien eine der besten und wirtschaftlichsten Formen sein. Sie ist rasch aufzustellen und leicht zu entfernen, braucht wenig Nagelung und läßt sich insbesondere leicht auf andere Querschnittsgrößen verändern. Taylor zeichnet weiter verschiedene Anordnungen für Außensäulen,

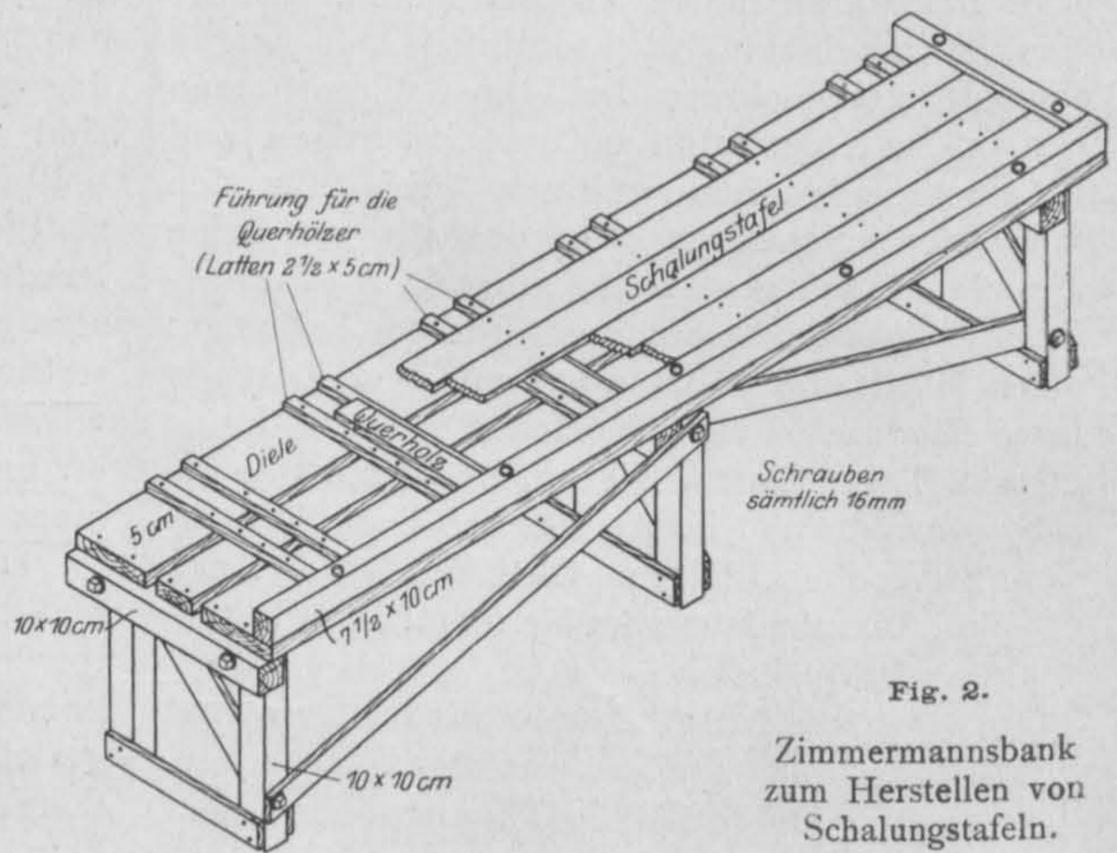


Fig. 2.

Zimmermannsbank zum Herstellen von Schalungstafeln.

Achtecksäulen, verschiedene Träger- und Platten-schalungen usw. Bei den von Stockwerk zu Stockwerk abnehmenden Säulenschalungen ist es zweckmäßig an einem Rand jeder Tafel einige schmale Brettstreifen nebeneinander zu nageln, von denen man später nach jedem Stockwerk einen entfernt, um die Abnahme in der Seitenbreite zu erzielen. Neben das offengelassene Reinigungsloch am Fuße der Säule nagelt man gleich das Ersatzbrett lose an, damit es beim Beginn des Betonierens zur Hand ist. Bei den Säulenschalungen werden drei Seiten zusammengesetzt und die vierte erst nach dem Aufstellen angebracht, dann vermeidet man das Hochheben über die heraufstehenden Säuleneisen. Bei den Trägerschalungen soll die Bodendiele die gleiche Breite haben wie der Träger und die Seitenteile sollen nach unten vorstehen, damit sie leicht zuerst entfernt werden können. Die Anordnungen der Ausschnitte in den Seitenteilen der Unterzüge für die Einmündung der Nebenträger usw. werden im Detail besprochen. Die Plattenschalung wird bei manchen Anordnungen gar nicht auf die Unterstützungshölzer festgenagelt. Wenn die Balken in den oberen Stockwerken schmaler werden benutzt man die gleichen Tafeln

für die Deckenplatten wie unten und überdeckt die Lücken mit einem Streifen von Zinkblech. Besonders einfach ist die Schalung der trägerlosen Decken; die Säulenkapitälé werden hierbei aus Blechformen gebildet. Auf die schwierige Herstellung und komplizierte Absprießung von Hauptgesimsen wird besonders aufmerksam gemacht. Bleibende Gerüste, zumal Aufzugsgerüste, sollen ganz mit einer charakteristischen Farbe gestrichen werden, damit, auch wenn sie zerlegt sind, kein Stück davon weggenommen werden kann.

Eine Reihe von Tabellen behandelt zunächst den wirtschaftlichen Entwurf der Schalung. Der Berechnung ist meist ein Biegemoment von  $p l^2 : 10$  oder eine Durchbiegung von  $\frac{3}{384} \cdot \frac{p l^4}{E J}$  zugrunde gelegt, wobei als größte Biegungsspannung 84 kg/qcm und als größte Durchbiegung 3 mm zugelassen werden. Eine Tabelle gibt zunächst den zulässigen Abstand der Querhölzer: Dabei wechselt die freie Länge und der Querschnitt der Querhölzer sowie die Stärke der Eisenbetonplatte. Eine andere Tabelle gibt den Abstand der Unterstützungshölzer, wie ihn die Schalung bei verschiedener Stärke und verschiedenen Belastungen benötigt, eine weitere gibt den Abstand der Unterzüge oder Streichhölzer, die unter Querhölzern von gegebener Stärke und gegebener Belastung erforderlich werden, eine andere den Abstand der Spriëße unter den Balken. Schließlich werden noch ausführliche Diagramme für den Abstand der Säulenkränze auf Grund der oben berührten Seitendrucke des Betons für verschiedene Holzstärken und Säulenabmessungen gegeben. Wir verzichten auf die Wiedergabe derartiger Tabellen, da man ähnliche jederzeit leicht berechnen kann.

Der Holzbedarf für die Schalung wird meist unterschätzt. Im Durchschnitt müsse man rechnen, daß einschließlich der Absprießung das  $\frac{3}{2}$ -fache an Holzvolumen nötig ist als die Schäl Bretter allein ausmachen. Ich glaube, dieser Durchschnittswert wird auch bei uns jedermann überraschen. Taylor gibt noch genaue Tabellen für den Holzbedarf pro Stück Träger, Säule und Platte unter den verschiedenen möglichen Annahmen. Diese Tabellen sind denen für das Gewicht der Gesamtarmierung der Konstruktionsteile ganz analog, haben aber natürlich nur dort einen Zweck, wo alle Schalung systematisch konstruiert und nach Zeichnung gearbeitet wird.

Um nun endlich auf den Arbeitslohn bei der Schalung zu kommen, so gilt hier zunächst ähnlich wie bei der Eisenarbeit der Satz: Den Schalungsaufwand vom Betonvolumen abhängig zu machen ist schlecht; diese Anschauung ist auch bei uns geläufig. Aber es ist auch schlecht ihn von der Quadratmeterzahl der Oberfläche abhängig zu machen, und das ist bei uns noch

durchaus Sitte. Wir müssen die Schalung pro Konstruktionsglied, also pro Stück rechnen, sagt Taylor und das ist ohne weiteres als das einzig Richtige anzuerkennen. Hierfür sind auch die Tabellen im Taylorschen Buch eingerichtet.

Eine Reihe von Tafeln beschäftigt sich zunächst mit den kleinen Arbeitselementen, die beim Vorbereiten und Aufstellen der verschiedenen Schalungssorten vorkommen. Um welche Einzelheiten, um welche Bruchteile von Minuten es sich dabei handelt, ist aus unserer Tafel XVIII zu ersehen. In langen Listen wird für 260 Posten der Zeitbedarf bei verschiedenen Holzstärken und bei verschiedener Arbeiterqualität angegeben; gleichzeitig wird angedeutet, bei welchen Schalungsarten die einzelnen Posten vorkommen. Unzweifelhaft ist damit die Sache restlos erschöpft, besonders wenn für jedes einzelne dieser Elemente durch gründliche Studien die beste Ausführungsart die zweckmäßigsten Bewegungen ausfindig gemacht und festgelegt sind.

Natürlich sind aus diesen Tafeln wieder andere, weniger detaillierte aufgebaut. Zunächst solche, aus welchen der Zeitaufwand für das Vorbereiten oder das Aufstellen der Säulen-, Träger- oder Plattenschalung je nach den Abmessungen des Eisenbetons und der Brettstärke unter Voraussetzung eines streng systematisch organisierten Betriebes zu entnehmen ist. Andere Tabellen nach Art unserer Tafeln XV-XVII geben das Kalkulationsmaterial für den üblichen Betrieb, wobei Durchschnittsarbeiter vorausgesetzt sind; jedoch ist angenommen, daß der Transport der Hölzer durch Tagelöhner besorgt wird, so daß die Zeit hierfür nur mit dem halben Betrag eingesetzt ist und die angegebenen Zeitsummen mit dem Zimmermannslohn zu multiplizieren sind. Vorsichtigerweise soll man aber nochmal 10% aufschlagen, um den gewöhnlichen Verhältnissen am Bau Rechnung zu tragen. Die Herleitung dieser Zeitangaben ist aus Tafel XVIII zu ersehen; der letzte Aufschlag von 27% ergibt sich aus folgender Zusammenstellung:

Ausgabeposten	Prozentsatz zu den Einheitszeiten zu addieren	
	Herstellen	Aufstellen der Schalung
Poliere und Vorarbeiter . . . . .	7,5%	7,5%
Werkzeuge schärfen und ähnliche Arbeiten . . . . .	4,0	4,0
Arbeit auf der Kreissäge für Nebenarbeiten . . . . .	3,0	1,0
Herstellung der Werkbänke, Schablonen usw. . . . .	10,0	1,0
Für Hilfsgerüste und ähnliches	—	1,0
Störungen durch das Wetter und sonstige Zufälle . . . . .	2,5	2,5
	27,0%	17,0%

Tafel XV.

**Zeitbedarf zur Herstellung von Säulenschalung in Stunden pro Stück Säule.**

Vorausgesetzt ist Anordnung der Schalung entsprechend der Fig. 1 auf S. 348 mit eisernen Haken.

Beim Vorbereiten der Schalung ist Verwendung von neuem Holz vorausgesetzt; wenn altes Schalholz benützt wird, sind 90% zu den Zahlen der 2. bis 4. Spalte zu addieren.

Die angegebenen Werte gelten für 25 mm - Bretter (vor dem Hobeln gemessen); falls 50 mm - Dielen zur Verwendung kommen, sind beim Vorbereiten 30%, beim Aufstellen und Entfernen 20% zuzuschlagen.

Betonquer- schnitt der Säule  cm	Vorbereiten der Schalung bei verschiedenen Säulenhöhen			Erstmaliges Aufstellen und Entfernen			Wiederholtes Aufstellen und Entfernen bei gleichen Ab- messungen			Umarbeiten auf kleinere Ab- messungen samt Aufstellen und Ent- fernen		
	1,80	3,60	5,40	1,80	3,60	5,40	1,80	3,60	5,40	1,80	3,60	5,40
20 × 20	1,1	1,8	2,8	5,6	7,4	9,6	4,7	6,0	8,0	6,4	8,8	11,7
25 × 25	1,2	1,9	2,9	5,7	7,7	9,9	4,8	6,1	8,2	6,5	8,9	11,9
30 × 30	1,2	2,0	3,1	5,9	8,0	10,4	5,0	6,3	8,5	6,7	9,2	12,2
40 × 40	1,4	2,3	3,5	6,3	8,6	11,1	5,4	7,0	9,3	7,1	9,7	12,9
50 × 50	1,5	2,6	4,0	6,8	9,2	11,9	5,9	7,5	10,1	7,5	10,3	13,7
60 × 60	1,7	2,9	4,4	7,4	9,8	12,8	6,4	8,1	10,9	7,9	10,8	14,5
70 × 70	2,1	3,5	5,3	8,1	11,0	14,4	7,0	8,9	11,9	8,6	11,8	15,6
80 × 80	2,3	3,8	5,8	8,6	11,6	14,9	7,4	9,5	12,7	9,0	12,3	16,4
90 × 90	2,5	4,1	6,3	9,0	12,0	15,8	7,9	10,0	13,5	9,4	12,9	17,1

Tafel XVI.

**Zeitbedarf zur Herstellung von Hauptträgerschalung in Stunden für das Stück Hauptträgerfeld.**

Vorausgesetzt sind 2 Nebenträgerkreuzungen pro Hauptträgerfeld.

Beim Vorbereiten der Schalung ist Verwendung von neuem Holz vorausgesetzt; wenn altes Schalholz benützt wird, sind 90% zu den Zahlen der 2. bis 4. Spalte zu addieren.

Die angegebenen Werte gelten für 25 mm - Bretter (vor dem Hobeln gemessen); falls 50 mm - Dielen zur Verwendung kommen, sind beim Vorbereiten 15%, beim Aufstellen und Entfernen 20%, beim Umarbeiten 25% zuzuschlagen.

Trägerquer- schnitt unter- halb der Decke  cm	Vorbereiten der Schalung bei verschiedenen Trägerlängen			Erstmaliges Aufstellen und Entfernen			Wiederholtes Aufstellen und Entfernen bei gleichen Ab- messungen			Umarbeiten auf kleinere Ab- messungen samt Aufstellen und Ent- fernen		
	3 m	6 m	9 m	3 m	6 m	9 m	3 m	6 m	9 m	3 m	6 m	9 m
10 × 20	1,1	1,7	2,8	3,5	5,0	7,1	2,8	4,1	5,8	4,5	6,1	8,3
15 × 30	1,3	1,9	3,2	3,8	5,6	7,8	3,0	4,4	6,2	5,0	6,8	9,2
20 × 40	1,4	2,1	3,5	4,2	6,0	8,6	3,3	4,8	6,9	5,4	7,3	9,9
25 × 50	1,5	2,3	3,9	4,5	6,6	9,3	3,6	5,2	7,4	5,9	7,9	10,7
30 × 60	1,8	2,8	4,6	4,8	7,1	9,9	3,8	5,6	8,0	6,3	8,5	11,6
35 × 70	2,0	3,0	5,0	5,3	7,5	10,7	4,1	6,0	8,5	6,8	9,1	12,4
40 × 80	2,1	3,2	5,3	5,6	8,1	11,4	4,4	6,4	9,1	7,2	9,7	13,2

Die Zeitangaben nach Art der Tafel XV werden für die verschiedenen vorher beschriebenen Konstruktionstypen vollständig durchgeführt; man kann hieraus ersehen, welche der dargestellten Konstruktionen den kleinsten Arbeitsaufwand er-

fordert, wieviel Löhne man spart, wenn man alte Schalung ohne Verändern wieder verwenden kann, wieviel Mehrlöhne es kostet, wenn man eine alte Schalung umarbeitet anstatt eine neue zu machen usw. An Beispielen ist das alles

Tafel XVII.

**Zeitbedarf zur Herstellung von Plattenschalung in Stunden pro 10 qm.**

„3 Felder“ bedeutet die Anordnung, bei welcher der Nebenträgerabstand gleich dem Drittel des Säulenabstandes in gleicher Richtung ist.

Beim Vorbereiten der Schalung ist Verwendung von neuem Holz vorausgesetzt; wenn altes Schalholz benützt wird, sind 90% zu den Zahlen der 1. bis 3. Spalte zu addieren.

Vorbereiten der Schalung			Erstmaliges Aufstellen und Entfernen			Wiederholtes Aufstellen und Entfernen bei gleichen Abmessungen			Umarbeiten auf kleinere Abmessungen samt Aufstellen u. Entfernen		
1 Feld	2 Felder	3 Felder	1 Feld	2 Felder	3 Felder	1 Feld	2 Felder	3 Felder	1 Feld	2 Felder	3 Felder
25 mm-Schalholz											
1,51	1,38	1,26	4,56	4,31	4,04	3,50	3,23	2,96	3,85	3,50	3,15
30 mm-Schalholz											
1,62	1,48	1,29	4,75	4,49	4,21	3,64	3,36	3,08	4,06	3,64	3,27

Tafel XVIII.

**Einzelarbeiten für Vorbereiten der Schalung.**

Beispiel: Für eine 3,60 m hohe Säule von 55 × 55 cm Querschnitt sollen nach Fig. 00 auf Seite 000 die 4 Schalungstafeln vorbereitet werden.

Schalbretter 25 mm stark und 15 cm breit.

Querhölzer 5 × 10 cm.

An Kränzen von Querhölzern sind nach statischer Berechnung 7 Stück erforderlich.

Einzelarbeiten	Stückzahl	Einzelzeit	Zeitbedarf pro Säule
Dreikantleisten durchschlitzen	4	1,47	5,88
<b>Querhölzer</b>			
5 × 10 cm auf Länge sägen	4 × 7	0,24	6,72
15 m weit zur Werkbank tragen	28	0,12	3,36
auf der Werkbank anlegen	28	0,13	3,64
<b>Schalbretter</b>			
an beiden Enden zurechtsägen	32	0,19	6,08
ausschneiden für die Träger-	8	1,24	9,92
taschen			
von 3,60 m Länge auf der	4	2,94	11,76
Kreissäge säumen	16	0,30	4,80
15 m weit tragen	16	0,40	6,40
auf der Werkbank zurecht-	16	0,40	6,40
legen			
mit Holzkeilen zusammen-	16	0,30	4,80
treiben			

Einzelarbeiten	Stückzahl	Einzelzeit	Zeitbedarf pro Säule
Nagelstellen einmessen und anmerken	16	0,05	0,80
Schalbretter auf die Querhölzer festnageln	28	0,83	23,24
Schalungstafeln beiseitelegen auf den Haufen	4	0,53	2,12
Besonderer Zeitbedarf für Herstellung des Reinigungsloches	1	2,20	2,20
<b>Brettstücke für die Trägertaschen</b>			
2 1/2 × 10 cm zurechtsägen	12	0,12	1,44
15 m zur Werkbank tragen	4	0,09	0,36
auf den Schalungstafeln zurechtlegen	4	0,30	1,20
festnageln	4	0,74	2,96
Summe der Zeiten für vollständige Herstellung einer Säulenschalung			97,68 Min.,
Für unvermeidliche Störungen, weniger geschicktes Angreifen der Arbeit usw.			30% = 29,30 „ „
			126,98 Min.,
Zuschlag für Aufsicht, Herstellung der Werkbänke, Witterungseinflüsse usw.			> 27% = 34,28 „ „
			161,26 Min.
Gesamtzeit der Herstellung = 2,69 Stunden,			was mit dem entsprechenden Wert der Tafel XV (durch Interpolieren) übereinstimmt.

reichlich und in interessantester Weise erklärt. Endlich gibt noch eine große Tabelle ähnlich wie beim Eisen die Anzahl Hölzer von gegebenem Querschnitt und gegebener Länge, die 1 bzw. 2 Mann tragen können.

Die Tabellen, die Taylor noch für das Betonvolumen bei gegebenem Querschnitt und gegebener Länge eines Konstruktionsgliedes gibt, sind eigentlich in erster Linie wegen des komplizierten englischen Maßsystems nötig und hätten bei uns weniger Berechtigung.

Ein Schlußkapitel behandelt die Aufmachung der Kalkulationen. Der Massenauszug aus den gegebenen Plänen muß so abgefaßt werden, daß die im einzelnen beschriebenen Berechnungsweise des Materiales und der Löhne bequem anzuwenden sind. Dann kommt ganz von selbst der häufige Fehler in Wegfall, daß man ohne Rücksicht auf die Art der Konstruktion grob geschätzte Einheitspreise annimmt. Man braucht nun nicht zu glauben, daß eine Kostenberechnung nach dem Taylorschen Verfahren besonders umständlich wäre. Für einen sechsstöckigen Eisenbetonbau von 2000 qm Deckenfläche kann aus gegebenen Plänen je nach deren Einfachheit in 3 bis 12 Stunden eine genaue Kostenberechnung aufgestellt werden. Nach einer Besprechung der

allgemeinen Unkosten des Unternehmers gibt Taylor noch eine Art Rezept für den Arbeitsgang beim Aufstellen der Kostenberechnung und ein Muster für Massenberechnung und Kalkulation auf passendem Formular.

Ich glaube hiermit einigermaßen ein Bild davon gegeben zu haben, was Taylor uns lehren will. Die Baubetriebe in Deutschland zeigen, miteinander verglichen, eine sehr wechselnde Durchbildung, fast so wechselnd, wie unsere Submissionspreise. Aber ausnahmslos ist ihre Organisation eine weit primitivere als die, welche Taylor uns vor Augen führt. Die Richtung unserer künftigen Fortschritte ist uns also gewiesen. Wir müssen langsam der Besserung zustreben und ein gründlich verändertes Bild wird sich erst nach Jahren ergeben. Angriffspunkte wissen wir ja genug. Es ist dabei wichtig, daß wir die vorhandenen Errungenschaften benützen, und es wäre unwirtschaftlich, das noch einmal von vorn tun zu wollen, was schon getan und in der Literatur niedergelegt ist. In diesem Sinne möchte ich mit meinem Referat einen Dienst erwiesen haben, wenn er auch nur darin besteht, daß ich auf das Vorhandensein dieser Bücher aufmerksam gemacht habe. Denn das Studium dieser Bücher ist ein guter Anfang für die weitere Entwicklung.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

H. Schlüter, Eisenbetonbau. Band I: Säule und Balken. Band II: Rahmen und Gewölbe. Verlag von Hermann Meusser, Berlin 1914.

Das vorliegende zweibändige Buch enthält eine Zusammenfassung alles dessen, was der Verfasser bei seinem Unterricht an dem Technikum in Strelitz vorträgt.

Der erste Band enthält neben den ministeriellen Bestimmungen einen Abschnitt über das Material und seine Eigenschaften, ein ausführliches Kapitel über Säulenversuche, ferner die allgemein übliche Berechnung für Eisenbetonkonstruktionen. Ein besonderes Kapitel ist über die bisherigen Versuche mit umschnürten Säulen mit Dimensionierungsformeln gewidmet.

Im zweiten Band ist unter dem Titel „Rahmen und Gewölbe“, im Anschluß an die Werke von Müller-Breslau und das Handbuch für Eisenbetonbau, eine Anzahl von Aufgaben aus der Statik besprochen, welche bei Projektierungen im Eisenbetonbau sehr häufig vorkommen. Kurz gesagt, ein Lehrbuch der Statik mit einem Anhang, welcher die Elemente der höheren Mathematik enthält.

Wie man aus diesen wenigen Angaben entnehmen kann, ist das Buch eine sehr fleißige Arbeit und wie die Inhaltsangabe zeigt, auf die Bedürfnisse der Eisenbetonpraxis zugeschnitten. Daß es kein Werk für wissenschaftlich arbeitende Hochschüler sein kann, geht schon aus seinem Inhalt hervor. Ob es zweckmäßig ist, an technischen Mittelschulen die Berechnung schwieriger Kon-

struktionen zu lehren, mag dahingestellt bleiben. Ich persönlich bin der Meinung, daß dies nicht der Fall ist. Ferner glaube ich, daß man den Unterricht im Eisenbetonbau im allgemeinen nicht mit dem Unterricht der Statik verknüpfen, sondern beide, wie dies auch selbstverständlich ist, als eigene Fächer behandeln soll.

Im übrigen kann ich nur nochmals darauf hinweisen, daß in dem Buch eine große Menge von Arbeit steckt und daß der Verfasser zweifellos von dem Bestreben geleitet war, durch dieses Werk auch an technischen Mittelschulen das Verständnis für die Eisenbetonbauweise zu fördern.

Dr. Probst.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Syndikus Hans Lustig. „Vertrag zur Aufnahme eines stillen Teilhabers“. Anleitung zur Abfassung eines Gesellschaftsvertrages zwischen Geschäftsinhaber und dem stillen Gesellschafter (Teilhaber), mit einem Vorwort über die Merkmale und Haupteigentümlichkeiten der stillen Gesellschaft. Geisa (Thür.) 1914, Kaufmännischer Verlag. Preis M. 1,—.

Dr.-Ing. Felix v. Glasser. „Die graphischen Verfahren zur Ermittlung der Querschnittsflächen, der Grunderwerbs- und Böschungsbreiten von Bahn- und Straßenkörpern“. Mit 115 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. Verlag von Julius Springer, Berlin 1914. Preis 4,00 M.

*Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes 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.*