

# ARMIERTER BETON.

1919. SEPTEMBER.

## INHALT.

Beton- und Eisenbetonarbeiten im Metallhüttenbetrieb.  
Von Oberingenieur Dr.-Ing. Ernst Mautner, Düsseldorf.  
S. 211.

Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf  
die Berechnung elastischer Platten. Von Dr.-Ing.  
H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-  
Aktiengesellschaft, Breslau. (Forts. von S. 190.) S. 219.

Zur Berechnung der Kastenrahmen. Von Dr.-Ing. Franz  
Brandler, Prag. S. 229.

Die Bestimmung von Rahmenquerschnitten. Zum Löserschen  
Verfahren. Von Dr.-Ing. E. Pichl, Ingenieur der Wayss  
u. Freytag A.-G., Stuttgart. S. 231.

Graphische Untersuchung des rechteckigen eingespannten  
Rahmens auf Grund der Theorie der Elastizitätsellipse.  
Von Dr.-Ing. Polivka, Prag. S. 235.

Literaturschau. Bearbeitet von Reg.-Baumeister Dr.-Ing.  
W. Kunze, Dresden. S. 237.

Bücherbesprechungen. S. 240.

Druckfehler-Berichtigung. S. 240.

## BETON- UND EISENBETONARBEITEN IM METALLHÜTTENBETRIEB.

*Von Oberingenieur Dr.-Ing. Ernst Mautner, Düsseldorf.*

(Ausführungen der Fa. Dücker & Cie, Betonbaugesellschaft m. b. H., Düsseldorf.)

Schon vor dem Kriege hat sich im Hüttenbetrieb der Beton- und Eisenbetonbau in ausgehntem Maße bei der Herstellung der Anlagen Bahn gebrochen, und nicht nur bei den umfangreichen Fundamenten der verschiedenen Großmaschinen, Apparate und Gebäude, sondern auch bei Bunkern, Transport- und Verladeeinrichtungen, Kühltürmen, Schornsteinen, Kanälen und Rohrleitungen u. ä. Verwendung gefunden.

Besonders ausgedehnt gestaltete sich diese Verwendung aber während des Krieges, wo bei den oft plötzlich auftretenden und schnell zu befriedigenden Erfordernissen die Verwendung des Eisens wegen der knappen Zuweisungen für solche Zwecke und die infolge anderweitiger Inanspruchnahme der Eisenwerke oft auf lange Zeit erstreckten Lieferungsstermine sehr erschwert war.

Es handelt sich bei diesen Ausführungen zwar meistens um Arbeiten, die weniger durch neuartige konstruktive Lösungen interessant sind als durch die Bewältigung der dabei in Frage kommenden großen Massen. Da während des Krieges zum großen Teil nur ungeschulte und minderleistungsfähige Kräfte zur Verfügung standen — Kriegsgefangene, Zivilinternierte —, war bei Durchführung derartiger Arbeiten eine sachgemäße Disposition, eine wohldurchdachte Einrichtung der Baustelle und möglichste Ausschaltung der Menschenkraft, bei allen Verrichtungen, die rascher und zweckmäßiger maschinell geleistet werden konnten, notwendig. Das Prinzip, menschliche Arbeitskraft möglichst auch auf der Baustelle durch Maschinenkraft und mechanische Einrichtungen zu ersetzen, wird sich aber auch über die Kriegs- und Übergangsperiode hinaus für die spätere Friedenszeit als unumgänglich notwendig

erweisen, da durch die unverhältnismäßig gesteigerten Arbeitslöhne und die durch die Kriegsverhältnisse und ihre Folgen bedingte, in kürzerer Zeit kaum behebbare, verringerte positive Leistungsfähigkeit und Arbeitswilligkeit der Bauarbeiter anders ein rationelles und billiges Bauen kaum möglich sein wird. Wir kommen damit auf ähnliche Verhältnisse, wie sie z. B. in Amerika schon vor dem Kriege bestanden, wo eben wegen der hohen Arbeitslöhne die Anwendung von Maschinen und mechanischen Einrichtungen auf den Baustellen in weitgehendem Maße Platz gegriffen hat.

In Nachstehendem soll eine solche Neuanlage, die vollständig während des Krieges entstanden ist, besprochen werden. Es handelt sich um eine neue Hochofenanlage der Mansfeldschen Kupferschiefer bauenden Gewerkschaft, die der Gewinnung von Kupferstein aus Kupferschiefer dient. Da unter anderem bei dieser Anlage auch sehr viele alten Halden wieder ausgebeutet wurden, die vor dem Kriege wegen des zu geringen Kupfergehaltes überhaupt nicht verhüttungsfähig erschienen, waren große Mengen Rohmaterial zu verarbeiten, um eine nennenswerte Ausbeute zu erzielen.

Ein Bild von dem Umfang der Bauten mögen die folgenden Zahlen geben:

Es waren erforderlich ca. 400 000 cbm Bodenbewegung, darunter ca. 50 000 cbm Gipsfelsen, der durch Sprengung gelöst werden mußte, 50 000 cbm Stampfbeton und 1200 lfdm Bunker in Eisenbetonkonstruktion. An Hand einiger Skizzen sollen nun kurz die einzelnen Bestandteile der Anlage und der Bauvorgang besprochen werden.

Die Anlage besteht aus dem Ofengebäude mit Gebläsehaus und Schornsteinen, Transfor-

matorgebäude, Brikettier-Agglomerieranlage, Rohsteinbunker, die großen Bunkeranlagen für Erze und Koks, Kühltürme mit den dazugehörigen Bassins, Schlammbehälter, Überladerümpfe und endlich die zum An- und Abtransport erforderlichen Gleisanlagen nebst den dazugehörigen Objekten. Da der Platz für die ganze Anlage erst durch Abtrag des Gebirges geschaffen werden mußte und die einzelnen Objektgruppen in 3 Etagen übereinander stehen, waren außerdem noch große schwere Stützmauern zum Schutz der einzelnen Objekte gegen Gebirgsrutschungen erforderlich.

### 1. Ofenhaus.

Der eigentliche Aufbau des Gebäudes besteht in ausgemauertem Eisenfachwerkkonstruktion, Beton und Eisenbeton kamen nur zur Verwendung bei der Fundierung sowohl des Gebäudes wie der Öfen.

Das Objekt steht auf einem mit Abraummaterial ausgefüllten alten Gipssteinbruch, und der Grund durfte daher nur mit einem verhältnismäßig geringen Druck belastet werden, im Maximum 1 kg/qcm. Zur Verteilung der großen, durch die Öfen und den Aufbau hervorgerufenen, Auflasten von 5200 t wurde zuerst eine schwere Eisenbetonrippenplatte mit oberen Rippen (entsprechend Fig. 1) von  $20 \times 29,5$  m Grundfläche pro Ofen angeordnet. Über den Rippen spannt sich dann erst die eigentliche Ofenfundamentplatte, der Raum zwischen den Rippen ist freigelassen. In die Rippen der unteren Platte greifen die Verankerungen der Ständer des Ofenaufbaues.

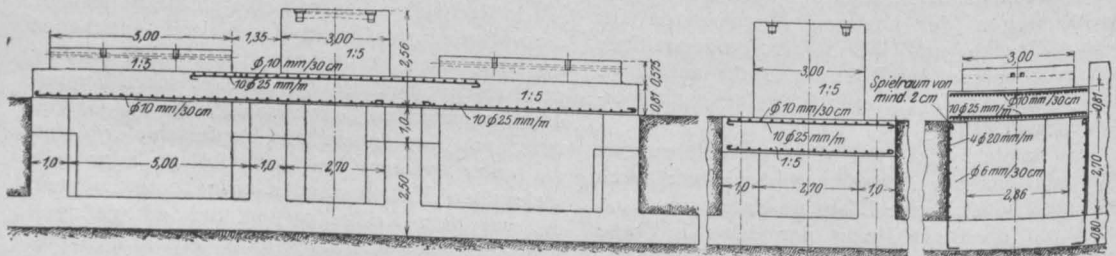


Fig. 1. Ofenfundamentplatte.

Es sind hier also eigentlich zwei Fundamentplatten übereinander angeordnet. Die Konstruktion war aber bedingt durch die vorgeschriebene Höhenlage der eigentlichen Ofenplatte und die wesentlich tiefere Lage des tragfähigen Baugrundes. In dem Ofengebäude sind 3 derartige Öfen samt Fundamenten untergebracht. Es bedeckt eine Gesamtfläche von  $34,00 \times 78,7$  m.

### 2. Gebläsehaus.

Dieses schließt unmittelbar an das Ofenhaus an und besitzt eine ähnliche Fundierung wie letzteres. Ebenfalls eine armierte Platte mit auf-

gesetzten Fundamentklötzen. Der Aufbau besteht auch wieder in ausgemauertem Eisenfachwerkskonstruktion, das Dach ist in Bimsbeton zwischen eisernen Trägern hergestellt, die Grundfläche des Gebäudes beträgt  $34,00 \times 27,5$  m.

### 3. Schornsteine.

Zu den 3 Öfen des Ofenhauses gehören 3 Schornsteine von 93,00 m Höhe über Hüttenflur. Die Schornsteine selbst sind gemauert und nur der Unterbau nebst Fundierung in Stampf- bzw. Eisenbeton ausgeführt. Die Schornsteine sitzen unmittelbar auf der, durch die eingangs erwähnte Etagenbildung erforderlichen, Stützmauer auf, die im Detail später ausführlich noch besprochen werden soll. Die Stützmauer ist an diesen Stellen auf die erforderliche Breite verstärkt. Eines der Fundamente sitzt nun zum Teil auch noch auf festem Gipsfelsen auf und ist deshalb unterschritten ausgeführt.

### 4. Transformatorenhaus und Rohsteinbunker.

Anschließend an das Gebläsehaus befindet sich das Transformatorgebäude, dessen Fundamente in Stampfbeton ausgeführt sind, und der Rohsteinbunker. Die eigentliche Bunkerkonstruktion ist in Eisen ausgeführt, doch waren wegen der Niveaudifferenzen Pfeilerunterbauten unter den Eisenstützen bis zu 15,00 m Höhe erforderlich. Da die Pfeiler auch noch seitlich gegen einen Anschnitt stehen, so ist zwischen denselben eine Eisenbetonplatte gespannt zur Auf-

nahme des Erddruckes. Ebenso ist über den Pfeilern eine armierte Bodenplatte angeordnet. Anschließend an den Rohsteinbunker ist der Rohsteinaufzug, ein turmartiges Gebäude von 25,00 m Höhe und  $3,20 \times 6,50$  m Grundfläche, das ganz in Beton und Eisenbeton erstellt ist. Der untere Teil des Aufbaues ist gegen Erddruck von zwei Seiten dimensioniert.

### 5. Brikettier- und Agglomerieranlagen.

Westlich vom Ofenhaus befinden sich die großen Gebäude der Brikettier- und Agglomerieranlage. Die Brikettieranlage besteht in der Haupt-

sache aus einem großen Hallenraum in Eisenfachwerkkonstruktion. In diesem Gebäude werden auf eigenen Gestellen die zu Briquets gepressten feinkörnigen Schietererze (Kläre) getrocknet, bevor sie nach dem Ofen wandern. Es sind infolgedessen an Betonarbeiten in diesem Gebäude erforderlich gewesen die Fundamente und Bankette für die Umfassungswände mit ihren Stützen und in der Halle selbst durchlaufende kleine Fundamente für die Stellagen, die besonders sorgfältig konstruiert und ausgeführt werden mußten, da wegen der maschinellen Beschickung dieser Stellagen auch die geringfügigsten Setzungen vermieden werden mußten, und die Fundamente für die übrige Apparatur. Am Ostflügel der Anlage befindet sich eine für die Apparatur erforderliche Grube, die wegen der wechselnden Untergrundverhältnisse zur einen Hälfte, und zwar in der südlichen, in Eisenbeton, in der nördlichen in Stampfbeton konstruiert ist (Fig. 2 u. 2a).

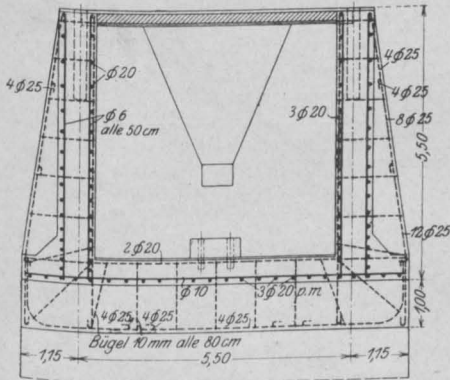


Fig. 2.

Grubenquerschnitt bei der Briquetier- und Agglomerieranlage.

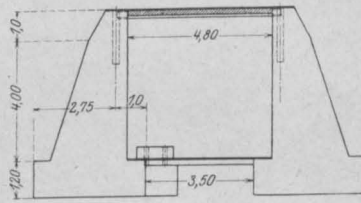


Fig. 2a.

### 6. Bunkeranlage.

Die umfangreichste Anlage des Betriebes stellen die Bunker vor, in denen das ankommende Rohmaterial, und zwar sowohl der Koks als auch die Kupfererze vor ihrer Verwendung gelagert werden. Es sind 2 Koksunker vorhanden, in die der Koks mit Staatsbahnananschluß direkt eingebracht wird; südlich dieser beiden Koksunker, parallel zu denselben, laufen 5 Erzbunker von derselben Länge von je 110,00 m, wie die Koksunker. In dieselben wird mit Werksbahnananschluß der grobe Kupferschiefer bzw. die alten, wegen ihres geringen Kupfergehaltes vor dem Kriege nicht verhütteten Halden

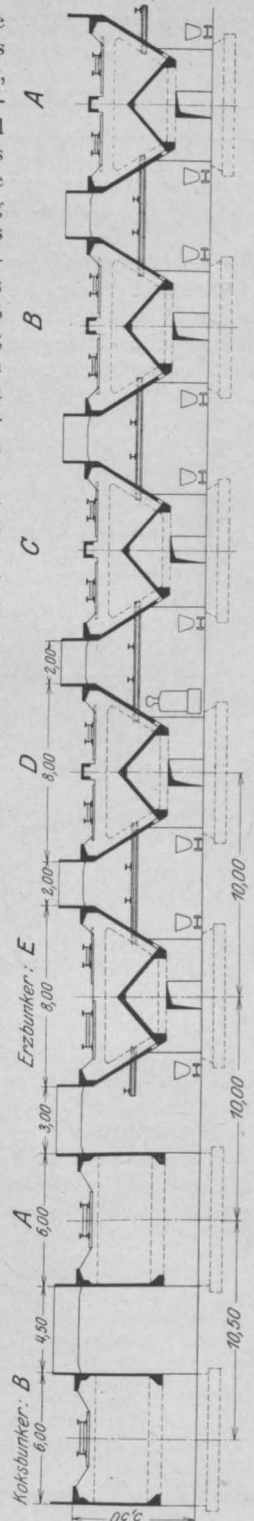


Fig. 3. Querschnitt durch die Bunkergruppe.

Da im südlichen Teil der tragfähige Grund tiefer lag, mußten Eisenbetonrippen vorgesehen werden, über denen sich die Grubensohle spannt und in denen die Pfeiler für die Seitenwände eingespannt sind. Bei dem nördlichen Teil, bei dem der tragfähige Grund höher lag, war die Möglichkeit gegeben, die Sohle als dünne Stampfbetonplatte und die Umfassungswände als Stützmauern in Stampfbeton auszuführen.

Die Agglomerieranlage, in der die Kläre nach dem sogenannten Dwight-Lloyd-Verfahren, einem mit abwärts gerichteten Saugzug arbeitenden Sinterprozeß, zusammengebacken wird, und die unmittelbar an die Briquetieranlage anschließt, besitzt ebenfalls umfangreiche und komplizierte Apparate- und Maschinenfundamente, ferner einen Rauchkanal in Eisenbetonkonstruktion und ein Bimsbetondach.

eingebracht. Das feine sandförmige Erz dagegen wird in zwei besondere, westlich von den vorgenannten Bunkern situierte, sogenannte Kläreunker, ebenfalls mittels Werksbahnananschluß geschafft. Die Koksunker bestehen im wesentlichen aus Stampfbetonpfeilern in 5,00 m Abstand, über die die Gleisanlagen laufen. Seitlich abgeschlossen sind sie durch Eisenbetonwände, die zwischen horizontal lau-

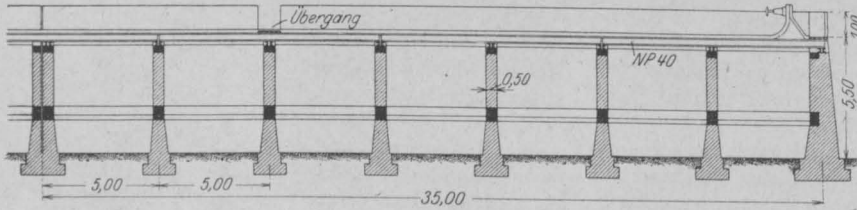


Fig. 4. Längsschnitt durch die Kohlenbunker.

fenden Eisenbetonbalken vertikal gespannt sind und bis 1,50 m über Flur reichen, so daß der Koks unterhalb der Wände seitlich aus den Bunkern unter natürlichem Böschungswinkel austritt. In der Höhe der Gleise befinden sich noch an den Seitenwänden ausgekragte Bedienungsstege. Außer-

dem zwischen den zwei Bunkerreihen noch drei Laufbrücken. Auf die ganze Bunkerlänge sind zwei Dehnungsfugen wegen der Temperatureinflüsse und Schwinderscheinungen angeordnet, sodafs die zusammenhängenden Teile der Bunker nur eine Länge von 35,00 bzw. 40,00 m besitzen. Die Erzbunker sind als geschlossene, doppeltrichterförmige Behälter in der üblichen Weise ausgeführt mit vier seitlichen Auslaufschuren in jedem Feld. Der Pfeilerabstand beträgt auch hier 5,00 m, während die Trichter oben in

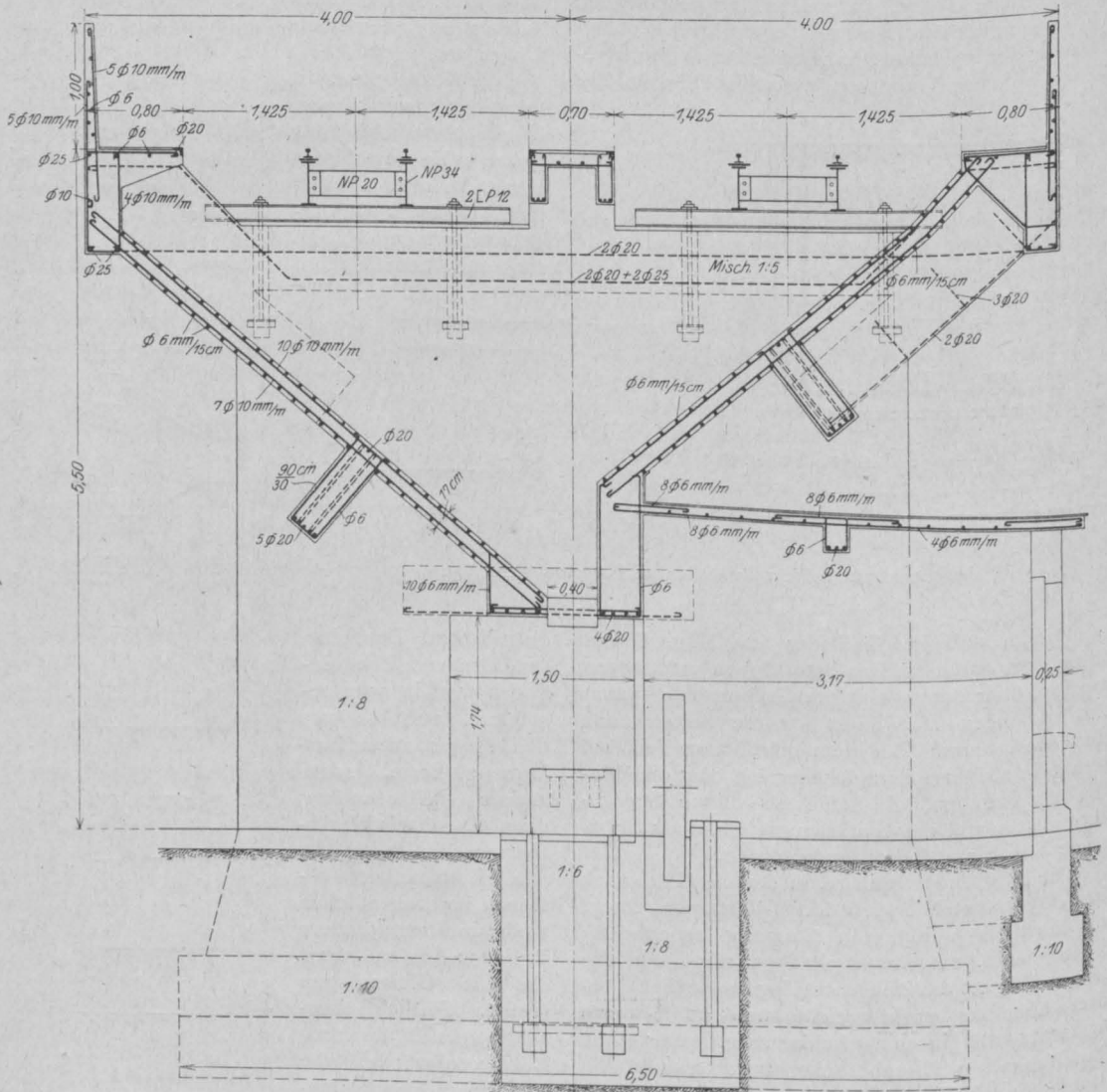


Fig. 5. Querschnitt durch die Klärebunker.

Gleishöhe eine Breite von 8,00 m besitzen. Über jedem Bunkerstrang laufen 2 Gleise der Werksbahn, nur über der mit E bezeichneten Reihe läuft neben dem Werksbahngleise ein Staatsbahngleis.

Etwas anders ausgeführt sind die Klärebunker, die als einfache Trichter ausgebildet sind und deren Ablaufschurra nicht seitlich am Trichter, sondern unten am Trichterboden angebracht ist. Die Seitenwände sind außerdem durch durchlaufende Eisenbetonbalken versteift. Über den Bunkern laufen wieder zwei Werksbahngleise durch. Die Pfeilerentfernung beträgt hier ebenfalls 5,00 m die Breite der Trichteröffnung in Gleishöhe 8,00 m. Die gesamte Länge eines Bunkerstranges beträgt 80,00 m und ist durch eine Trennungsfuge in zwei Teile von je 40 m geteilt.

Da das in den Klärebunkern gelagerte Material so feinkörnig ist, daß es bei Regen in Klumpen zusammenbäckt und dann durch die Schurra nicht abgezogen werden kann, hat die Hüttenverwaltung sich nachträglich entschlossen, diese Bunker mit einer Überdachung zu versehen, die

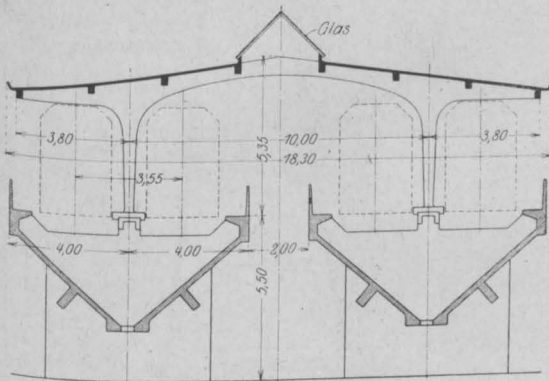


Fig. 6.

Schnitt durch die Klärebunker mit Überdachung.

als zwei-stielige Eisenbetonrahmen mit Kragarmen nach nebenstehender Skizze ausgeführt wurde. Die Auflagerung der Stützen erfolgte über den Pfeilerwänden, auf den für diesen Zweck noch besonders verstärkten Laufbrücken. Die Binderentfernung entspricht der Pfeilerteilung von 5,00 m, die Binderspannweite dem Abstand der beiden Bunkerachsen von 10,00 m. Die gesamte von dem Dach überdeckte Breite ist 18,30 m. In der Mitte des Daches läuft zur besseren Beleuchtung des Bunkerraumes ein Oberlicht durch. Die vorletzten Felder an den beiden Enden sind jeweils durch Windrahmen gegen Windkräfte in der Richtung der Bunkerlängsachse ausgesteift. Die aus den Bunkern in kleine Kippwagen abgezogenen Erze werden von elektrischen Lokomotiven direkt nach dem Hochofen gefahren.

### 7. Schlammbehälter.

Östlich von den Bunkeranlagen liegen zwei große Schlammbehälter von je  $52,00 \times 26,00$  m Grundfläche. Jeder Behälter besteht aus zwei Kammern und besitzt oben auf den Umfassungswänden eine durchlaufende Schlamminne mit Holzschiebern. Behältersohle und Wände sind in Eisenbetonkonstruktion ausgeführt und wasserdicht geputzt. In diesen Schlammbehältern wird der stark bleihaltige Schlamm aus der Reinigung der Gichtgase der Hochofen abgesetzt und zu anderweiter Verwertung gewonnen.

### 8. Kaminkühler.

Den nördlichsten Teil der Anlage bilden zwei Kaminkühlerfundamente mit den dazugehörigen Kühlwasserbassins von je  $13,70 \times 23,60$  m Grundfläche in normaler Ausführungsart. Die Kühler dienen zur Abkühlung des Wassers des eisernen Ofenmantels. Da das Wasser stark kalkhaltig ist, so werden in die Kühlturbassins Filteranlagen eingebaut, um das Wasser zu reinigen.

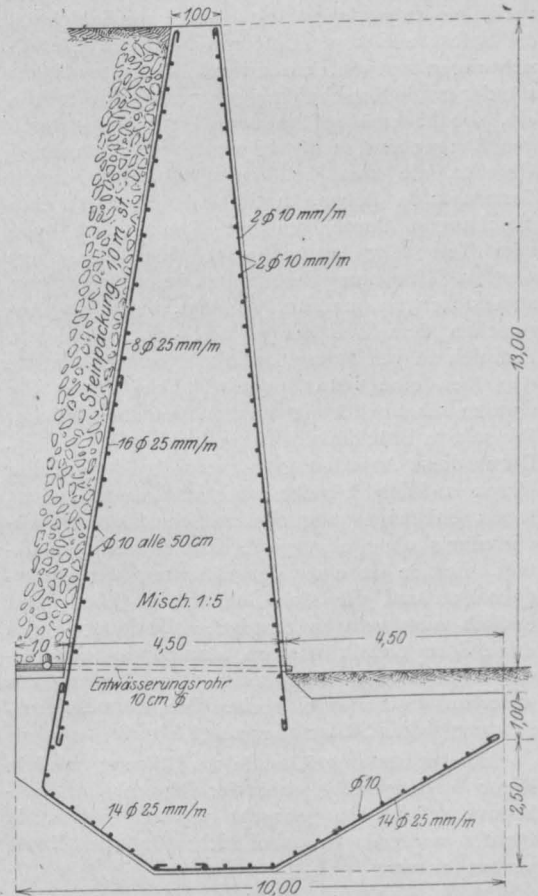


Fig. 7.

Schnitt durch die normale Stützmauer mit Schnabel.





Ofengebäude geschoben, dann auf einer schiefen Ebene zu dem hochgestellten Steinbrecher hinaufgezogen, vom Steinbrecher fiel es wieder in darunterlaufende Kippwagen und rollte von da zur Mischmaschine. Von der Mischmaschine wurde das Mischgut für die tiefer gelegenen Teile des Ofengebäudes und Gebläsehauses in Kippwagen auf gerader Strecke abgefahren, für die

0,4 mit eigens verlegten Gleisen bis zu der neuen Mischanlage, die östlich von der Brikettieranlage aufgestellt war, gefahren. Die Mischanlage bestand aus zwei Maschinen von 150 bzw. 100 cbm 10-Stunden-Leistung. Von den Mischmaschinen wurde das Mischgut in Rollwagen zur Verwendungsstelle bei den Bunkern gefahren. Nach Fertigstellung der großen Bunkergruppe mußte

dieser Platz wieder geräumt werden, um die Klärebunker und die Brikettieranlage in Angriff zu nehmen. Der Steinbrecher blieb an seiner früheren Stelle stehen, die Mischmaschine wurde westlich der Klärebunker aufgestellt und mit einem anderen Gleise mit dem Hauptgleisstrang verbunden; von diesem aus wurde dann das Mischgut wieder mittels Rollwagen zu allen übrigen Verwendungsstellen gefahren. Vor Beginn der Betonarbeiten und gleichzeitig mit denselben wurden die großen Abtragarbeiten durchgeführt, zu deren Bewältigung 2 große Löffelbagger dienten. Die Hauptarbeit wurde im Verlaufe von 2 Jahren fertiggestellt. Als Arbeiter standen hauptsächlich Kriegsgefangene, und zwar anfangs russische, später französische und englische, zur Verfügung. Die Arbeitsleistung stand ursprünglich auf einer sehr geringen Stufe und betrug noch nicht einmal 25% der Friedensleistung, besserte sich aber später nicht unerheblich.

Wie schon erwähnt, wurde als Zuschlagmaterial für den Beton, Temperschlacke verwendet und zwar Abfälle

die sich bei der Herstellung der als Pflastermaterial bekannten Schlackensteine ergaben. Dieses Material wurde vom Gewinnungsplatz mit Rollwagen bis zum Brecher gefahren und von da mit Talbotwagen zur Mischanlage gebracht. In der Verwendung stellte sich das Material so günstig, daß die Kosten des Zuschlagmaterials ungefähr nur  $\frac{1}{3}$  des Preises betragen, der bei Verwendung von Kiesmaterial aus dieser Gegend hierfür bezahlt werden muß. Von der Härte der Schlacke, die mit ein Grund für die weite Verbreitung der Mansfelder Steine ist, gibt wohl die Tatsache eine Vorstellung, daß Stahlguß-Steinbrecherbacken, die an anderen Verwendungsstellen

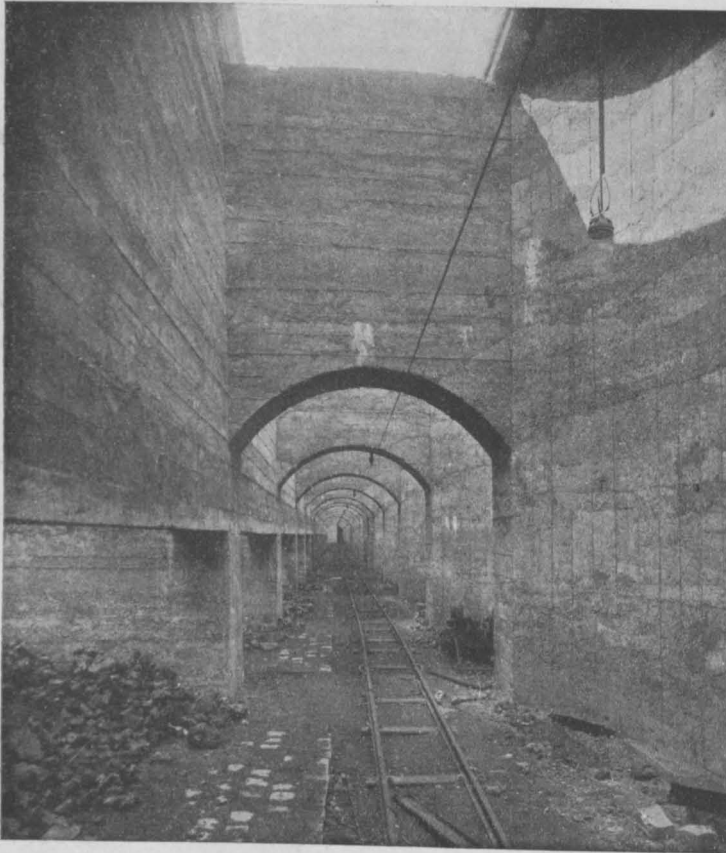


Fig. 11. Ansicht der Mauerabstützung gegen die Bunker.

hinter den beiden Objekten gelegene schwere Stützmauer jedoch mit einem Aufzug hochgezogen und auf Brücken bis zur Verwendungsstelle weitertransportiert. Als aber nach Fertigstellung der Fundamente mit der Montage der Eisenkonstruktion begonnen wurde, mußte, da die Gleis- und Mischanlagen den Montagefortschritt behinderten, dieser Platz geräumt werden. Es wurde nun eine große Steinbrecheranlage weiter westlich an der im Situationsplan verzeichneten Stelle aufgestellt, die aus 2 Steinbrechern von 60 bzw. 40 cbm 10-Stunden-Leistung bestand. Von dieser Brechanlage wurde nun das gebrochene Material über die Spitzkehre km 0,0 0,1 bis 0,5 und von da über



jahrelang halten, oft in 4—8 Wochen vollständig verschlissen waren. Um das Material auf seine Brauchbarkeit für Betonzwecke zu prüfen, wurden umfangreiche Festigkeitsuntersuchungen vorgenommen, und zwar wurden die sogenannte graue Schlacke und die glasige Schlacke getrennt untersucht. Das spezifische Gewicht des Materials wurde mit 3,0 ermittelt. Bei der zusammengerüttelten, aus dem Steinbrecher kommenden Schlacke wurden ca. 40 bis 50% Hohlräume festgestellt. Die Korngrößen des Materials schwankten von 4 mm bis über 40 mm. Es wurden sowohl Zug- als Druckproben mit Mörtel aus dem erwähnten Material, als auch Druckproben mit Betonwürfeln von 20 cm Seitenlänge durchgeführt. Für die Mörtelproben wurden auch noch Parallelversuche mit Normal- und Rheinsand ausgeführt. Die Prüfung der Würfel erfolgte nach ca. 21 bzw. 45 Tagen nach kombinierter Wasser- und Luftlagerung. Die Festigkeiten für die Würfel schwankten nach 45 Tagen zwischen 168 und 298 kg/qcm bei einem Mischungsverhältnis 1:6 unter 50% Rheinsandzusatz. Die Mörtel festigkeiten (Mischung 1:3) ergaben sich nach 21 Tagen mit 38—49 kg Zug und 202 bis 398 kg Druck, während die entsprechenden Vergleichs-

werte mit Normsand 25 bzw. 256 kg und mit Rheinsand 40 bzw. 440 kg waren. Nach 37 Tagen ergaben sich 42—52 kg Zug und 301—590 kg Druck. Die Vergleichswerte mit Normal- und Rheinsand waren wieder 35 und 350 kg bzw. 45 und 580 kg. Die Kleinstwerte ergaben sich bei dem größten Wasserzusatz von 9,2%, während die größten Werte bei Probekörpern mit 5,9% Wasserzusatz auftraten.

Das Material hat sich, was ja auch bekannt ist, als brauchbares Zuschlagmaterial für Beton erwiesen. Über die glasige Schlacke konnten mangels an ausreichendem Versuchsmaterial keine genügend große Zahl von Proben abgeführt werden, sodaß ein abschließendes Urteil über die Brauchbarkeit dieses Materials nicht gefällt werden kann. Es scheint sich jedoch zu zeigen, daß die bisher für unverwendbar gehaltene glasige Schlacke unter Umständen als Zuschlagmaterial ebenfalls brauchbar ist, wenn die Korngrößen der einzelnen Stücke nicht so groß werden, daß die Gefahr besteht, daß bei dem Stampfen des Materials die Blasen in der Schlacke zertrümmert werden. Ein sicheres Ergebnis läßt sich aber, wie erwähnt, mit Rücksicht auf die geringe Zahl von Versuchen nicht feststellen.

## Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung elastischer Platten.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Akt.-Ges., Breslau.

(Fortsetzung von Seite 190.)

### B. Die mit einer Einzelkraft belastete Platte.

Ich wähle als wichtigstes Beispiel eine quadratische Platte und setze voraus, daß die Einzelkraft  $P$  im Mittelpunkt der Platte angreift und der  $z$ -Achse parallel gerichtet ist.

Die Bestimmungsgleichungen des Gewebes lauten im Einklang mit der Gleichgewichtsgleichung (9f) und in Übereinstimmung mit der Fig. 11

bei einer Maschenweite  $\lambda = \frac{a}{2}$ :

$$\begin{aligned} 4w_1 - 2w_2 &= 0, \\ -2w_1 + 4w_2 - w_3 &= 0, \\ -4w_2 + 4w_3 &= \frac{P\lambda}{H} = \frac{P}{S_1}. \end{aligned}$$

Sie liefern

$$\begin{aligned} w_1 &= \frac{1}{16} \cdot \frac{P}{S_1}, \\ w_2 &= \frac{1}{8} \cdot \frac{P}{S_1}, \\ w_3 &= \frac{3}{8} \cdot \frac{P}{S_1}. \end{aligned}$$

und zugleich auch

$$\begin{aligned} M_1 &= S_1 w_1 = \frac{P}{16} = 0,0625 P, \\ M_2 &= S_1 w_2 = \frac{P}{8} = 0,125 P, \\ M_3 &= S_1 w_3 = \frac{3P}{8} = 0,375 P. \end{aligned}$$

Für  $\lambda = \frac{a}{4}$  erhält man ganz entsprechend unter Zugrundelegung der aus Fig. 11a ersichtlichen Ordnungsziffern:

$$\begin{aligned} 4w_1 - 2w_2 &= 0, \\ -w_1 + 4w_2 - w_3 - w_5 &= 0, \\ -w_2 + 4w_3 - w_4 - w_6 &= 0, \\ -2w_3 + 4w_4 - w_7 &= 0, \\ -2w_2 + 4w_5 - 2w_6 &= 0, \\ -w_3 - w_5 + 4w_6 - w_7 - w_8 &= 0, \\ -w_4 - 2w_6 + 4w_7 - w_9 &= 0, \\ -2w_6 + 4w_8 - 2w_9 &= 0, \\ -w_7 - 2w_8 + 4w_9 - w_{10} &= 0, \\ -4w_9 + 4w_{10} &= \frac{P}{S_1}. \end{aligned}$$

Hieraus folgt:

- $M_1 = S_1 w_1 = 0,016 70 P,$
- $M_2 = S_1 w_2 = 0,033 41 P,$
- $M_3 = S_1 w_3 = 0,048 27 P,$
- $M_4 = S_1 w_4 = 0,055 74 P,$
- $M_5 = S_1 w_5 = 0,068 67 P,$
- $M_6 = S_1 w_6 = 0,103 932 P,$
- $M_7 = S_1 w_7 = 0,126 44 P,$
- $M_8 = S_1 w_8 = 0,172 35 P,$
- $M_9 = S_1 w_9 = 0,242 16 P,$
- $M_{10} = S_1 w_{10} = 0,492 16 P.$

Betrachtet man die Schnittflächen in Richtung der Symmetrieachsen und der Diagonalen, so ergibt sich für den Punkt<sup>18)</sup>

$\left. \begin{array}{l} x = \frac{3}{4} a, y = 0: M = 0,055 74 P \\ x = \frac{2}{4} a, y = 0: M = 0,126 44 P \\ x = \frac{1}{4} a, y = 0: M = 0,242 16 P \\ x = 0, y = 0: M = 0,492 16 P \\ x = \frac{1}{4} a, y = \frac{1}{4} a: M = 0,172 35 P \\ x = \frac{1}{2} a, y = \frac{1}{2} a: M = 0,068 67 P \\ x = \frac{3}{4} a, y = \frac{3}{4} a: M = 0,016 7 P \end{array} \right\} \text{ bei } \lambda = \frac{a}{4}$	$\left. \begin{array}{l} \text{gegen } M^* = 0,054 69 P \\ M = 0,125 P \\ M^* = 0,234 37 P \\ M = 0,375 P \\ M^* = 0,187 5 P \\ M = 0,062 5 P \\ M^* = 0,015 625 P \end{array} \right\} \text{ bei } \lambda = \frac{a}{2}.$
---	--

Der Vergleich dieser beiden Zahlenreihen zeigt, daß die M-Flächen, mit Ausnahme eines schmalen Bereiches in der Nähe des Lastortes, bei verschiedenen Maschenweiten des Gewebes recht gut miteinander übereinstimmen. Die Abweichungen zwischen den zugehörigen Ordinaten am Lastort erscheinen nicht überraschend, wenn man bedenkt, daß die Grundgleichung

$$N \nabla^2 \cdot \nabla^2 \zeta = - \nabla^2 M = + p$$

nur so lange gültig ist, als die Spannung  $\sigma_z$  klein genug ist, um neben  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  vernachlässigt werden zu dürfen. Diese Voraussetzung trifft bei Lasten, die in einem Punkte konzentriert sind, selbstverständlich nicht zu:  $\sigma_z$  und somit zugleich auch  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  müßten vielmehr unendlich groß werden. In der Wirklichkeit werden Beanspruchungen, welche die Festigkeit des Baustoffes wesentlich überschreiten, kaum erreicht; man kann mit Recht annehmen, daß die Last sich auf eine Druckfläche verteilt, deren kleinste Abmessung mindestens der doppelten Plattenstärke gleich ist, wenn sie nicht, wie es aus baulichen Gründen meistens der Fall sein dürfte, ein Mehrfaches der Plattenstärke beträgt.

Nimmt man als Druckfläche ein Rechteck von der Breite  $2e_x$  und der Länge  $2e_y$  an, so läßt sich die Spannungsverteilung im Bereiche des Lastortes am einfachsten durch ein Gewebe mit den Maschenweiten  $\lambda_x' = e_x$  und  $\lambda_y' = e_y$  darstellen (Fig. 15). Dies engmaschige Gewebe möge wiederum durch ein Rechteck A'B'C'D' abgegrenzt werden, dessen Seitenlängen a' und b' das Zwei- oder Dreifache der Größen  $\lambda_x'$  und  $\lambda_y'$  betragen. Da nach dem de Saint-Venantschen Prinzip bereits in einer kurzen Entfernung vom Lastorte die Art der Lastverteilung keinen merklichen Einfluß mehr auf die Spannungsverteilung ausübt, so muß sich das in einem einzigen Knotenpunkte belastete großmaschige Gewebe im Abstand a' oder b' vom Lastangriffspunkt, also längs der Linie A'B'C'D'

mit der Umrandung des engmaschigen Gewebes decken. Sind hiermit die Ordinaten  $w_r$  der Randknotenpunkte festgelegt, so lassen sich mit Hilfe

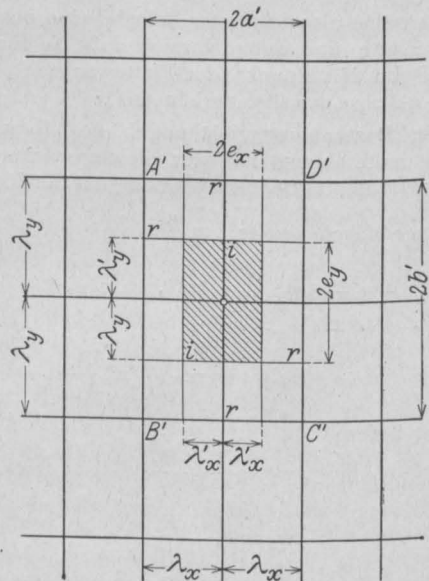


Fig. 15.

<sup>18)</sup> Die mit einem Stern versehenen Werte M sind durch Interpolation ermittelt worden.

der allgemeinen Gewebegleichung die Ordinaten  $w_i$  der inneren Knotenpunkte des engmaschigen Gewebes und zugleich auch die Spannungsmomente am Lastorte selbst bestimmen.

Für die vorliegende quadratische Platte wähle ich

$$e_x = e_y = \lambda x' = \lambda y' = \frac{a}{8},$$

$$a' = b' = 2\lambda' = \frac{a}{4}$$

und stelle zur Ermittlung der Ordinaten des engmaschigen Gewebes mit den aus Fig. 16 er-

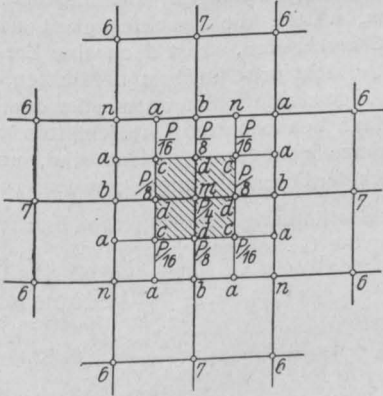


Fig. 16.

sichtlichen Bezeichnungen die Bedingungsgleichungen

$$4w_c - 2w_a - 2w_d = \frac{P}{16S_1},$$

$$4w_d - w_b - 2w_c - w_m = \frac{P}{8S_1},$$

$$4w_m - 4w_d = \frac{P}{4S_1}$$

auf. Für die Randknotenpunkte gelten hierbei im Einklang mit der Fig. 11a die Werte:

$$w_n = w_8 = 0,17235 \frac{P}{S_1},$$

$$w_b = w_9 = 0,24216 \frac{P}{S_1}.$$

Durch Interpolation erhält man ferner:

$$w_a = w_b - \frac{1}{4}(w_b - w_n) = 0,22471 \frac{P}{S_1},$$

und sodann durch Auflösung der obigen Gleichungen für

$$x = \frac{a}{8}, y = \frac{a}{8}:$$

$$w = w_c = 0,29938 \frac{P}{S_1}, M_c = 0,29938 P,$$

$$x = 0, y = \frac{a}{8} \text{ bzw. } x = \frac{a}{8}, y = 0:$$

$$w = w_d = 0,34281 \frac{P}{S_1}, M_d = 0,34281 P,$$

$$x = 0, y = 0:$$

$$w = w_m = 0,40531 \frac{P}{S_1}, M_m = 0,40531 P,$$

Um den Einfluß der Größe der Druckfläche auf die Beanspruchung der Platte zu erkennen, möge

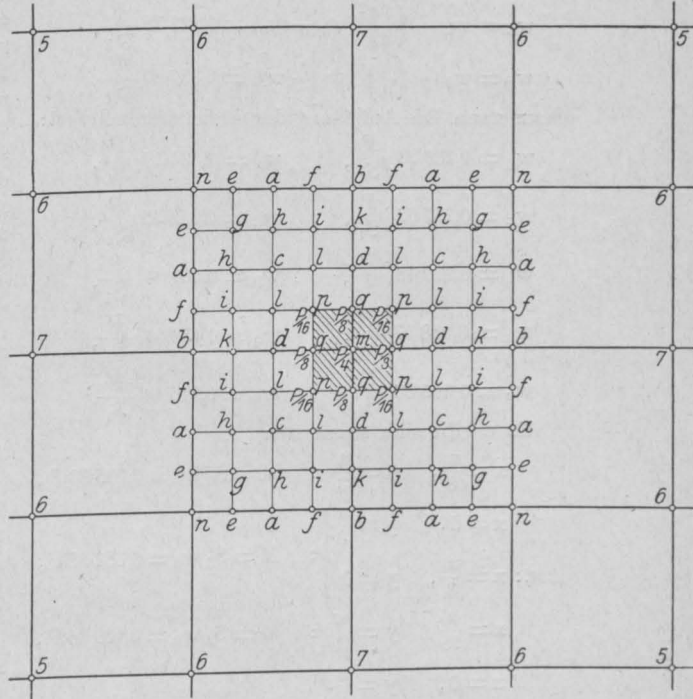


Fig. 16a.

noch die Berechnung für eine Drucklänge  $e_x = e_y = \frac{a}{16}$  und ein Innengewebe mit der Maschenweite

$\lambda x' = \lambda y' = \frac{a}{16}$  und der Seitenlänge  $a' = b' = \frac{a}{4}$

durchgeführt werden. Die Gleichgewichtsgleichungen für die Knotenpunkte Fig. 16a lauten:

$$4w_g - 2w_h = 2w_e,$$

$$-w_g + 4w_h - w_i - w_c = w_a,$$

$$-w_h + 4w_i - w_k - w_l = w_f,$$

$$-2w_i + 4w_k - w_d = w_b,$$

$$-2w_h + 4w_c - w_l = 0,$$

$$-w_c + 4w_l - w_d - w_i - w_p = 0,$$

$$-2w_l + 4w_d - w_k - w_q = 0,$$

$$-2w_l + 4w_p - 2w_q = \frac{P}{16S_1},$$

$$-2w_p + 4w_q - w_d - w_m = \frac{P}{8S_1},$$

$$-4w_q + 4w_m = \frac{P}{4S_1}.$$

Hierin sind die vorhin für das großmaschige Gewebe mit  $\lambda = \frac{a}{4}$  ermittelten Werte

$$w_n = w_8 = 0,17235 \frac{P}{S_1},$$

$$w_b = w_9 = 0,24216 \frac{P}{S_1}$$

und die durch die Interpolation gewonnenen Größen

$$w_e = w_b - \left(\frac{3}{4}\right)^2 (w_b - w_n) = 0,20289 \frac{P}{S_1},$$

$$w_a = w_b - \left(\frac{1}{2}\right)^2 (w_b - w_n) = 0,22471 \frac{P}{S_1},$$

$$w_f = w_b - \left(\frac{1}{4}\right)^2 (w_b - w_n) = 0,23780 \frac{P}{S_1}$$

einzusetzen. Die Auflösung der Gleichungen liefert:

$$w_g = 0,23023 \frac{P}{S_1}, \quad w_l = 0,33419 \frac{P}{S_1},$$

$$w_h = 0,25757 \frac{P}{S_1}, \quad w_d = 0,35235 \frac{P}{S_1},$$

$$w_i = 0,27948 \frac{P}{S_1}, \quad w_p = 0,40904 \frac{P}{S_1},$$

$$w_k = 0,28837 \frac{P}{S_1}, \quad w_q = 0,45264 \frac{P}{S_1},$$

$$w_c = 0,29588 \frac{P}{S_1}, \quad w_m = 0,51514 \frac{P}{S_1}.$$

Es ergibt sich somit für:

$$x = \frac{a}{8}, \quad y = \frac{a}{8} : \quad M = S_1 w_c = 0,29588 P,$$

$$x = 0, \quad y = \frac{a}{8} \left. \vphantom{x = \frac{a}{8}} \right\} : \quad M = S_1 w_d = 0,35235 P,$$

$$\text{bzw.: } x = \frac{a}{8}, \quad y = 0 \left. \vphantom{x = \frac{a}{8}} \right\} : \quad M = S_1 w_p = 0,40904 P,$$

$$x = \frac{a}{16}, \quad y = \frac{a}{16} : \quad M = S_1 w_q = 0,45264 P,$$

$$x = 0, \quad y = \frac{a}{16} \left. \vphantom{x = \frac{a}{16}} \right\} : \quad M = S_1 w_m = 0,51514 P,$$

$$\text{bzw.: } x = \frac{a}{16}, \quad y = 0 \left. \vphantom{x = \frac{a}{16}} \right\} : \quad M = S_1 w_m = 0,51514 P.$$

Durch unmittelbare Interpolation erhält man hingegen aus den an früherer Stelle errechneten

Ordinaten des Gewebes mit  $\lambda = \frac{a}{4}$  für:

$$x = \frac{a}{8}, \quad y = \frac{a}{8} : \quad M = \frac{1}{8} (3 M_{10} + 6 M_8 - M_5) \\ = \frac{P}{8} (3 \cdot 0,49216 + 6 \cdot 0,17235 - 0,06867) = 0,30524 P,$$

$$x = 0, \quad y = \frac{a}{8} \left. \vphantom{x = \frac{a}{8}} \right\} : \quad M = \frac{1}{8} (3 M_{10} + 6 M_9 - M_7) \\ \text{bzw.: } x = \frac{a}{8}, \quad y = 0 \left. \vphantom{x = \frac{a}{8}} \right\} : \quad = \frac{P}{8} (3 \cdot 0,49216 + 6 \cdot 0,24216 - 0,12644) = 0,35038 P,$$

$$x = \frac{2a}{32}, \quad y = \frac{a}{16} : \quad M = \frac{1}{32} (21 M_{10} + 14 M_8 - 3 M_5) \\ = \frac{P}{32} (21 \cdot 0,49216 + 14 \cdot 0,17235 - 3 \cdot 0,06867) = 0,39195 P,$$

$$x = 0, \quad y = \frac{a}{16} \left. \vphantom{x = \frac{a}{16}} \right\} : \quad M = \frac{1}{32} (21 M_{10} + 14 M_9 - 3 M_7) \\ \text{bzw.: } x = \frac{a}{16}, \quad y = 0 \left. \vphantom{x = \frac{a}{16}} \right\} : \quad = \frac{P}{32} (21 \cdot 0,49216 + 14 \cdot 0,24216 - 3 \cdot 0,12644) = 0,41707 P.$$

Die Ordinaten des nur mit einer Einzellast in der Mitte belasteten großmaschigen Gewebes stimmen, wie man sieht, außerhalb des durch die Druckfläche begrenzten Bereiches mit den Ordinaten der kleinmaschigen Gewebe recht gut überein. Im Mittelpunkt der Druckfläche selbst nimmt die Momentensumme  $M$  um so rascher zu, je mehr die Seitenlänge  $e$  zusammenschrumpft. Die Steigerung ist aber, wie man aus der Verteilung der Momente in den Mittelschnitten der Platte (Fig. 17) erkennen kann, auf ein ganz schmales Gebiet beschränkt: wenn also bei stark konzentrierten Belastungen die durch die Momente  $M$  hervorgerufenen Beanspruchungen am Lastort Werte erreichen, welche die Druckfestigkeit des Baustoffes überschreiten, so ist doch eine Zerstörung der Platte nicht unbedingt zu befürchten, wenigstens solange als die Spannungen in den dem Lastort unmittelbar benachbarten Querschnitten von der Bruchgrenze genügend entfernt sind, um einen Ausgleich der Formänderungen erwarten zu lassen

Zur Bestimmung der elastischen Fläche stehen nunmehr die Gewebegleichungen

$$4 z_1 - 2 z_2 = \frac{\lambda^2 w_1}{S_2} = 0,01670 \frac{P \lambda^2}{S_1 S_2}$$

$$-z_1 + 4 z_2 - z_3 - z_5 = \frac{\lambda^2 w_2}{S_2} = 0,03341 \quad "$$

$$-z_2 + 4 z_3 - z_4 - z_6 = \frac{\lambda^2 w_3}{S_2} = 0,04827 \quad "$$

$$-2 z_3 + 4 z_4 - z_7 = \frac{\lambda^2 w_4}{S_2} = 0,05574 \quad "$$

$$-2 z_2 + 4 z_5 - 2 z_6 = \frac{\lambda^2 w_5}{S_2} = 0,06867 \quad "$$

$$-z_3 - z_5 + 4 z_6 - z_7 - z_8 = \frac{\lambda^2 w_5}{S_2} = 0,10393 \quad "$$

$$-z_4 - 2 z_6 + 4 z_7 - z_9 = \frac{\lambda^2 w_7}{S_2} = 0,12644 \quad "$$

$$-2 z_6 + 4 z_8 - 2 z_9 = \frac{\lambda^2 w_8}{S_2} = 0,17235 \quad "$$

$$-z_7 - 2 z_8 + 4 z_9 - z_{10} = \frac{\lambda^2 w_9}{S_2} = 0,24216 \quad "$$

$$-4 z_9 + 4 z_{10} = \frac{\lambda^2 w_{10}}{S_2} = \frac{\lambda^2 \bar{M}_{10}}{S_1 S_2}$$

zur Verfügung. In der letzten Gleichung stellt  $\bar{M}_{10}$  den Mittelwert der Momentensumme am Lastort dar.

Für eine Drucklänge  $e = \frac{a}{8} = \frac{\lambda}{2}$  erhält man in Übereinstimmung mit der Fig. 16:

$$\bar{M}_{10} = \frac{S_1}{\lambda^2} \int_{-\frac{\lambda}{2}}^{+\frac{\lambda}{2}} \int_{-\frac{\lambda}{2}}^{+\frac{\lambda}{2}} w \, dx \, dy = \frac{S_1}{9} (4 w_m + 4 w_d + w_c)$$

$$= \frac{P}{9} (4 \cdot 0,40531 + 4 \cdot 0,34281 + 0,29938) = 0,36576 P$$

Führt man diesen Wert in das obige Gleichungssystem ein, so liefert die Auflösung

$$\xi_1 = z_1 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,08323 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,005202 \frac{P a^2}{N}$$

$$\xi_2 = z_2 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,15813 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,009883 \text{ "}$$

$$\xi_3 = z_3 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,21379 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,013362 \text{ "}$$

$$\xi_4 = z_4 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,23525 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,014703 \text{ "}$$

$$\xi_5 = z_5 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,30239 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,018899 \text{ "}$$

$$\xi_6 = z_6 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,41231 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,025769 \text{ "}$$

$$\xi_7 = z_7 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,45768 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,028605 \text{ "}$$

$$\xi_8 = z_8 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,57145 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,035715 \text{ "}$$

$$\xi_9 = z_9 \frac{S_1 S_2}{N} = 0,64441 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,040276 \text{ "}$$

$$\xi_{10} = z_{10} \frac{S_1 S_2}{N} = 0,73585 \frac{P \lambda^2}{N} = 0,045991 \text{ "}$$

Eine schärfere Untersuchung der Gestalt der elastischen Fläche unmittelbar unter der Druckfläche läßt sich im übrigen leicht durchführen. Man draucht nur an das großmaschige Gewebe wie bei der Momentensumme ein engmaschiges Innengewebe anzuschließen. Die Gestalt des letzteren wird unter Zugrundelegung der in Fig. 16 eingetragenen Ordnungsziffern durch die Gleichungen

$$\lambda' = \frac{\lambda}{2} = \frac{a}{8}$$

$$4 z_c - 2 z_a - 2 z_d = (\lambda')^2 \frac{w_c}{S_2} = (\lambda')^2 0,29938 \frac{P}{S_1 S_2} = 0,004677 \frac{P a^2}{S_1 S_2}$$

$$-z_b + 4 z_d - 2 z_c - z_m = (\lambda')^2 \frac{w_d}{S_2} = (\lambda')^2 0,34281 \frac{P}{S_1 S_2} = 0,005356 \text{ "}$$

$$-4 z_d + 4 z_m = (\lambda')^2 \frac{w_m}{S_2} = (\lambda')^2 0,40531 \frac{P}{S_1 S_2} = 0,006333 \text{ "}$$

festgelegt. Die Ordinaten der Randknotenpunkte sind hierbei:

$$z_n = z_8 = 0,57145 \frac{P \lambda^2}{S_1 S_2} = 0,035715 \frac{P a^2}{S_1 S_2}$$

$$z_b = z_9 = 0,64441 \frac{P \lambda^2}{S_1 S_2} = 0,040276 \text{ "}$$

$$z_a = z_b - \frac{1}{4} (z_b - z_n) = 0,039136 \text{ "}$$

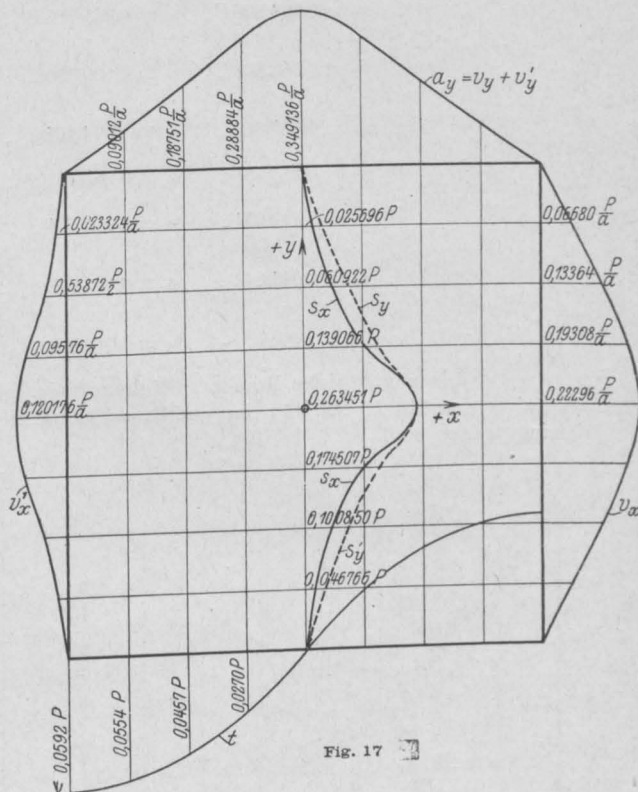


Fig. 17

Es ergibt sich somit für:

$$x = \frac{a}{8}, \quad y = \frac{a}{8}:$$

$$\xi = \xi_c = z_c \frac{S_1 S_2}{N} = 0,04291 \frac{P a^2}{N}$$

$$x = 0, \quad y = \frac{a}{8} \text{ bzw. } x = \frac{a}{8}, \quad y = 0:$$

$$\xi = \xi_d = z_d \frac{S_1 S_2}{N} = 0,04434 \text{ "}$$

$$x = 0, \quad y = 0:$$

$$\xi = \xi_m = z_m \frac{S_1 S_2}{N} = 0,04593 \text{ "}$$

Der Unterschied zwischen dem genauen Werte  $\zeta_m = 0,04593 \frac{\text{Pa}^2}{\text{N}}$  und der vorhin für das großmaschige Gewebe ermittelten Verschiebung  $\zeta_{10} = 0,04599 \frac{\text{Pa}^2}{\text{N}}$  ist, wie man sieht, nur sehr gering.

Die Größe der Druckfläche beeinflusst also die Spannungsmomente in viel höherem Maße als die Durchbiegungen.

Aus der elastischen Fläche lassen sich jetzt mit Hilfe der Formel (11a) die Biegemomente errechnen.

Die Zahlenwerte für die Hauptschnitte sind:

- $s_x = 0,025696 P, \quad s_y = 0,046766 P$  für den Punkt  $x = \frac{3}{4} a, \quad y = 0,$
- $s_x = 0,060922 \text{ ,, } , \quad s_y = 0,100850 \text{ ,, } \text{ ,, } \text{ ,, } \quad x = \frac{2}{4} a, \quad y = 0,$
- $s_x = 0,139066 \text{ ,, } , \quad s_y = 0,174507 \text{ ,, } \text{ ,, } \text{ ,, } \quad x = \frac{1}{4} a, \quad y = 0,$
- $s_x = 0,263451 \text{ ,, } , \quad s_y = 0,263451 \text{ ,, } \text{ ,, } \text{ ,, } \quad x = 0, \quad y = 0,$
- $s_x = 0,112034 \text{ ,, } , \quad s_y = 0,112034 \text{ ,, } \text{ ,, } \text{ ,, } \quad x = \frac{1}{4} a, \quad y = \frac{1}{4} a,$
- $s_x = 0,044642 \text{ ,, } , \quad s_y = 0,044642 \text{ ,, } \text{ ,, } \text{ ,, } \quad x = \frac{1}{2} a, \quad y = \frac{1}{2} a,$
- $s_x = 0,010829 \text{ ,, } , \quad s_y = 0,010829 \text{ ,, } \text{ ,, } \text{ ,, } \quad x = \frac{3}{4} a, \quad y = \frac{3}{4} a.$

Die zugehörigen Momentenflächen sowie auch die Hauptspannungsmomente in den Diagonalen sind in den Fig 17 und 17a dargestellt, während die Schichtenlinien der elastischen Fläche in Fig. 18 eingetragen sind.

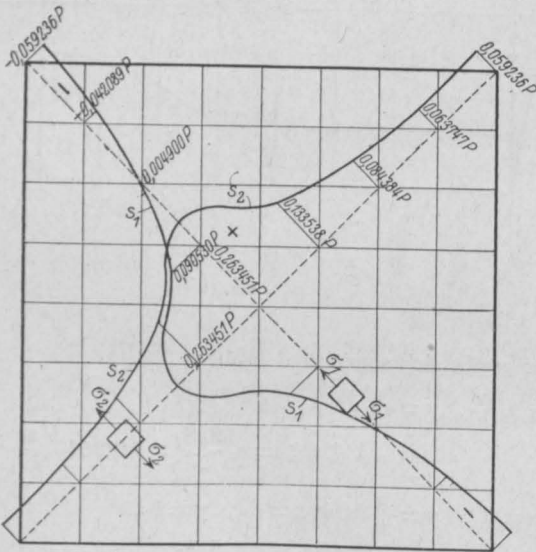


Fig. 17a.

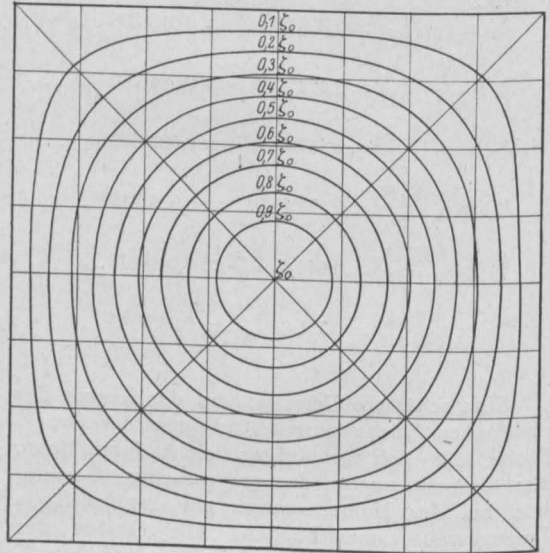


Fig. 18 Schichtenlinien der elastischen Fläche.

Auf Grund der Formel 13b erhält man für die Randscherkräfte die Werte

- $v_x = S_1 \frac{w_1}{\lambda} = 4 \cdot 0,01670 \frac{P}{a} = 0,06680 \frac{P}{a}$  für den Punkt  $x = -a, \quad y = \frac{3}{4} a,$
- $v_x = S_1 \frac{w_2}{\lambda} = 4 \cdot 0,03341 \frac{P}{a} = 0,13364 \frac{P}{a}$  " " "  $x = -a, \quad y = \frac{2}{4} a,$
- $v_x = S_1 \frac{w_3}{\lambda} = 4 \cdot 0,04827 \frac{P}{a} = 0,19308 \frac{P}{a}$  " " "  $x = -a, \quad y = \frac{1}{4} a,$
- $v_x = S_1 \frac{w_4}{\lambda} = 4 \cdot 0,05574 \frac{P}{a} = 0,22296 \frac{P}{a}$  " " "  $x = -a, \quad y = 0.$

Um die den Randrillungsmomenten gleichwertigen lotrechten Zusatzkräfte zu ermitteln, benutze ich die an früherer Stelle abgeleiteten Gleichungen:

$$(v_x')_x = -a = -N \frac{m-1}{m} \cdot \frac{(d^2 \xi_1)_y}{\lambda_x \lambda_y^2},$$

$$(v_y')_y = +b = N \frac{m-1}{m} \cdot \frac{(d^2 \xi_m)_x}{\lambda_y \lambda_x^2}.$$

Sie liefern

$$v_x' = N \frac{7}{10} \cdot \frac{(2\xi_1 - \xi_2)}{\lambda^3} = 4 \frac{7}{10} \cdot \frac{P}{a} (2 \cdot 0,08323 - 0,15813) \\ = 0,023324 \frac{P}{a} \text{ für den Punkt } x = -a, \quad y = \frac{3}{4} a,$$

$$v_x' = N \frac{7}{10} \cdot \frac{(2\xi_2 - \xi_1 - \xi_3)}{\lambda^3} = 4 \frac{7}{10} \cdot \frac{P}{a} (2 \cdot 0,15813 - 0,08323 - 0,21379) \\ = 0,053872 \frac{P}{a} \text{ für den Punkt } x = -a, \quad y = \frac{2}{4} a,$$

$$v_x' = N \frac{7}{10} \cdot \frac{(2\xi_3 - \xi_2 - \xi_4)}{\lambda^3} = 4 \frac{7}{10} \cdot \frac{P}{a} (2 \cdot 0,21379 - 0,15813 - 0,23525) \\ = 0,09576 \frac{P}{a} \text{ für den Punkt } x = -a, \quad y = \frac{1}{4} a,$$

$$v_x' = N \frac{7}{10} (2\xi_4 - 2\xi_3) = 4 \frac{7}{10} \cdot \frac{P}{a} (2 \cdot 0,23525 - 2 \cdot 0,21379) \\ = 0,120176 \frac{P}{a} \text{ für den Punkt } x = -a, \quad y = 0.$$

Insgesamt erhält man also für die Auflagerwiderstände die Werte

$$a_x = v_x + v_x' = 0,06680 + 0,02332 = 0,09012 \frac{P}{a} \text{ für den Punkt } x = -a, \quad y = \frac{3}{4} a, \\ = 0,13364 + 0,05387 = 0,18751 \frac{P}{a} \text{ " " " } x = -a, \quad y = \frac{2}{4} a, \\ = 0,19308 + 0,09576 = 0,28884 \frac{P}{a} \text{ " " " } x = -a, \quad y = \frac{1}{4} a, \\ = 0,22296 + 0,120176 = 0,349136 \frac{P}{a} \text{ " " " } x = -a, \quad y = 0.$$

Hinzu kommen noch die vier an den Ecken angreifenden und nach abwärts gerichteten Auflagerkräfte

$$C = \frac{2}{3} \lambda (4 \cdot 0,023324 + 2 \cdot 0,053872 + 4 \cdot 0,09576 \\ + 0,120176) \frac{P}{a} = 0,117376 P.$$

Die Verteilung der Auflagerwiderstände ist in der Fig. 17 veranschaulicht.

Vergleicht man die für eine gleichmäßig belastete Platte errechneten Beanspruchungen und Formänderungen mit denjenigen, welche für die mit einer Einzelkraft in der Mitte belastete Platte ermittelt worden sind, so erhält man beispielsweise für den Mittelpunkt der Platte bei einer Belastung

$$P = 4 p a^2:$$

$$s_x = s_y = 0,18920 p a^2 = \frac{0,18920}{4} P = 0,0473 P,$$

$$\zeta = 0,064876 p a^4 = \frac{0,064876}{4} P a^2 = 0,01622 P a^2$$

und bei einer Einzelkraft P mit der Druckfläche

$$4e^2 = 4 \left(\frac{a}{8}\right)^2 = \frac{a^2}{16}:$$

$$s_x = s_y = 0,263451 P, \\ \zeta = 0,04593 P a^2.$$

Das Verhältnis für die Spannungsmomente ist:

$$0,0473 : 0,263451 \approx 1 : 5,5$$

und für die Durchbiegungen

$$0,01622 : 0,04593 \approx 1 : 2,83.$$

Es wäre unrichtig, aus diesen Zahlen zu schließen, daß die Bruchlast bei konzentrierter Belastung auf das  $\frac{1}{5,5}$ -fache der Bruchlast einer gleichmäßig belasteten Platte herabsinken muß: die Tragfähigkeit der Platte mit einer Einzelkraft ist in der Tat, wie Versuche erwiesen haben, eine nicht unerheblich größere, weil die hohen Beanspruchungen nur in unmittelbarer Nähe des Lastortes auftreten und mit wachsender Entfernung

vom Lastbereich so rasch abnehmen, daß trotz der örtlichen Überschreitung der Bruchspannung die Zerstörung der Platte aufgehalten werden kann.

**C. Die auf drei Seiten frei aufliegende dreieckige Platte.**

Um langwierige Rechnungen zu vermeiden, möge es genügen, den einfachsten und zugleich am häufigsten vorkommenden Fall einer gleichmäßig belasteten, gleichseitigen Platte zu behandeln.

Bei Anwendung eines Gewebes mit dreieckigen Maschen erhält man zur Bestimmung der Gewebeordinaten im Einklang mit Fig. 19 sowie in

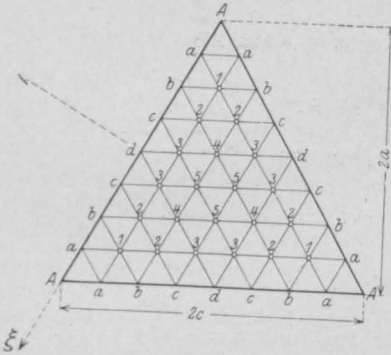


Fig. 19.

Übereinstimmung mit der Formel (30) unter Berücksichtigung der dreifachen Symmetriebedingungen die Gleichgewichtsgleichungen:

$$4 w_1 - \frac{2}{3} 2 w_2 = \frac{p \lambda^2}{S_1}$$

$$4 w_2 - \frac{2}{3} (w_1 + w_2 + w_3 + w_4) = \frac{p \lambda^2}{S_1}$$

$$4 w_3 - \frac{2}{3} (w_2 + w_3 + w_4 + w_5) = \frac{p \lambda^2}{S_1}$$

$$4 w_4 - \frac{2}{3} (2 w_2 + 2 w_3 + 2 w_5) = \frac{p \lambda^2}{S_1}$$

$$4 w_5 - \frac{2}{3} (2 w_3 + 2 w_4 + 2 w_5) = \frac{p \lambda^2}{S_1}$$

$$\xi_1 = S_1 S_2 \frac{z_1}{N} = \frac{63}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{N} = 63 \frac{p c^4}{32 768 N} = 0,001 93 \frac{p c^4}{N}$$

$$\xi_2 = S_1 S_2 \frac{z_2}{N} = \frac{135}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{N} = 135 \quad \text{''} \quad = 0,004 12 \quad \text{''}$$

$$\xi_3 = S_1 S_2 \frac{z_3}{N} = \frac{180}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{N} = 180 \quad \text{''} \quad = 0,005 50 \quad \text{''}$$

$$\xi_4 = S_1 S_2 \frac{z_4}{N} = \frac{252}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{N} = 252 \quad \text{''} \quad = 0,007 7 \quad \text{''}$$

$$\xi_5 = S_1 S_2 \frac{z_5}{N} = \frac{297}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{N} = 297 \quad \text{''} \quad = 0,009 08 \quad \text{''}$$

Die Auflösung liefert:

$$w_1 = \frac{9}{16} \cdot \frac{p \lambda^2}{S_1}, \quad w_3 = \frac{18}{16} \cdot \frac{p \lambda^2}{S_1}$$

$$w_2 = \frac{15}{16} \quad \text{''} \quad w_4 = \frac{24}{16} \quad \text{''}$$

$$w_5 = \frac{27}{16} \cdot \frac{p \lambda^2}{S_1}$$

Hierbei ist bei einer Seitenlänge 2c die Maschenweite  $\lambda = \frac{c}{4}$ .

Die zugehörigen Momentenwerte sind:

$$M_1 = w_1 S_1 = \frac{9}{256} p c^2 = 0,035 15 p c^2$$

$$M_2 = w_2 S_1 = \frac{15}{256} \quad \text{''} \quad = 0,058 59 \quad \text{''}$$

$$M_3 = w_3 S_1 = \frac{18}{256} \quad \text{''} \quad = 0,070 31 \quad \text{''}$$

$$M_4 = w_4 S_1 = \frac{24}{256} \quad \text{''} \quad = 0,093 75 \quad \text{''}$$

$$M_5 = w_5 S_1 = \frac{27}{256} \quad \text{''} \quad = 0,105 47 \quad \text{''}$$

Für die Ermittlung der elastischen Fläche stehen nunmehr die Gleichungen

$$4 z_1 - \frac{2}{3} 2 z_2 = w_1 \frac{\lambda^2}{S_2} = \frac{9}{16} \cdot \frac{p \lambda^4}{S_1 S_2}$$

$$4 z_2 - \frac{2}{3} (z_1 + z_2 + z_3 + z_4) = w_2 \frac{\lambda^2}{S_2} = \frac{15}{16} \quad \text{''}$$

$$4 z_3 - \frac{2}{3} (z_2 + z_3 + z_4 + z_5) = w_3 \frac{\lambda^2}{S_2} = \frac{18}{16} \quad \text{''}$$

$$4 z_4 - \frac{2}{3} (2 z_2 + 2 z_3 + 2 z_5) = w_4 \frac{\lambda^2}{S_2} = \frac{24}{16} \quad \text{''}$$

$$4 z_5 - \frac{2}{3} (2 z_3 + 2 z_4 + 2 z_5) = w_5 \frac{\lambda^2}{S_2} = \frac{27}{16} \quad \text{''}$$

zur Verfügung. Sie werden durch die Größen

$$z_1 = \frac{63}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{S_1 S_2}, \quad z_3 = \frac{180}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{S_1 S_2}$$

$$z_2 = \frac{135}{128} \quad \text{''} \quad z_4 = \frac{252}{128} \quad \text{''}$$

$$z_5 = \frac{297}{128} \cdot \frac{p \lambda^4}{S_1 S_2}$$

befriedigt. Die entsprechenden Ordinaten der elastischen Fläche sind



Für die größte Durchbiegung im Schwerpunkte der Platte ergibt sich durch Interpolation der Wert:

$$\zeta_m = \frac{160 \zeta_5 + 120 \zeta_4 - 32 \zeta_1}{243} = 0,00951 \frac{p c^4}{N}$$

oder, wenn man die Höhe des Dreieckes

$$2a = 2c \cos 30^\circ,$$

$$a^2 = \frac{3}{4} c^2,$$

$$v_{v(a)} = \frac{S_1 w_1}{2 \lambda \cos \alpha} = \frac{p \lambda}{\cos \alpha} \cdot \frac{9}{32} = \frac{9}{128} p c \sec \alpha = \frac{4}{3} \cdot \frac{9}{128} p a = 0,09375 p a,$$

$$v_{v(b)} = \frac{S_1 (w_2 + w_1)}{2 \lambda \cos \alpha} = \frac{p \lambda}{\cos \alpha} \cdot \frac{15 + 9}{32} = \frac{24}{128} p c \sec \alpha = \frac{4}{3} \cdot \frac{24}{128} p a = 0,250 p a,$$

$$v_{v(c)} = \frac{S_1 (w_3 + w_2)}{2 \lambda \cos \alpha} = \frac{p \lambda}{\cos \alpha} \cdot \frac{18 + 15}{32} = \frac{33}{128} p c \sec \alpha = \frac{4}{3} \cdot \frac{33}{128} p a = 0,34375 p a,$$

$$v_{v(d)} = \frac{S_1 \cdot 2 w_3}{2 \lambda \cos \alpha} = \frac{p \lambda}{\cos \alpha} \cdot \frac{36}{32} = \frac{36}{128} p c \sec \alpha = \frac{4}{3} \cdot \frac{36}{128} p a = 0,375 p a.$$

in Rechnung führt:

$$\zeta_m = \frac{0,09951}{\left(\frac{3}{4}\right)^2} \cdot \frac{p a^4}{N} = 0,01691 \frac{p a^4}{N}.$$

Bei einer quadratischen Platte ist

$$\zeta_m = 0,0649 \frac{p a^4}{N}.$$

Die größte Durchbiegung der dreieckigen Platten ist also viermal kleiner als diejenige der quadratischen Platte gleicher Spannweite.

Die Schichtenlinien für die Momente M und

Sie liefert, wenn man

$$\sin \alpha = \cos 2 \alpha = \frac{1}{2},$$

$$\lambda_x = \lambda,$$

$$\lambda_y = \lambda \cos \alpha$$

einsetzt:

$$v_v = \frac{S_1}{2 \lambda \cos \alpha} (w_p + w_l).$$

Für die Randknotenpunkte der Fig. 19 ergibt sich also der Reihe nach:

Berücksichtigt man noch die auf die Randknotenpunkte unmittelbar entfallenden Lastenteile

$$\frac{P}{2} = \frac{1}{2} p \lambda_x \lambda_y = \frac{1}{2} p \lambda^2 \cos \alpha$$

und die zugehörigen Auflagerkräfte

$$v_v = \frac{P}{2 \lambda} = \frac{1}{2} p \lambda \cos \alpha = \frac{p a}{8},$$

so erhält man insgesamt:

$$v_{v(a)} = (0,09375 + 0,125) p a = 0,21875 p a,$$

$$v_{v(b)} = (0,250 + 0,125) p a = 0,375 p a,$$

$$v_{v(c)} = (0,34375 + 0,125) p a = 0,46875 p a,$$

$$v_{v(d)} = (0,375 + 0,125) p a = 0,5 p a,$$

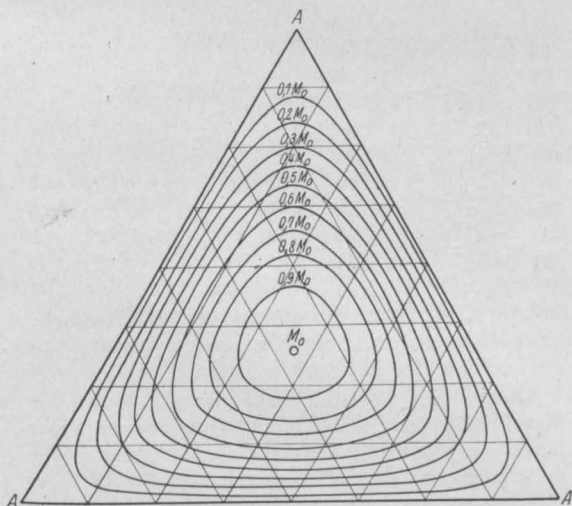


Fig. 20. Schichtenlinien der M-Fläche.

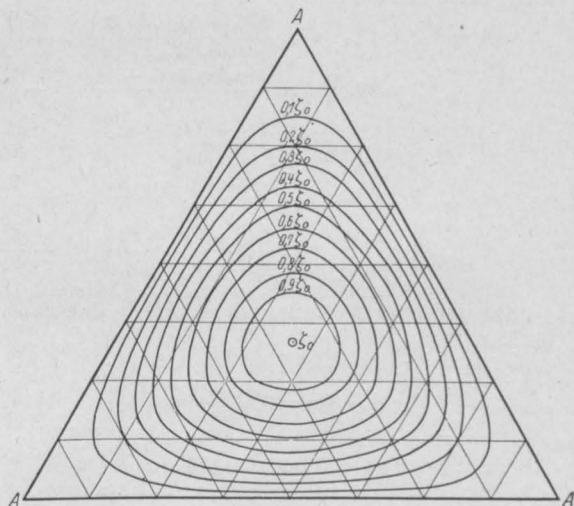


Fig. 20a. Schichtenlinien der elastischen Fläche.

die Verschiebungen  $\zeta$  sind in Fig. 20 u. 20 a dargestellt.

Zur Bestimmung der Randscherkräfte dient die Formel (36):

$$v_v = S_1 \left( \frac{w_p \sin \alpha}{\lambda_y} + \frac{w_l}{\lambda_x} \cdot \frac{\cos 2 \alpha}{\cos \alpha} \right).$$

Die Randschubmomente werden nach der Formel (34)

$$t_{uv} = -\frac{m-1}{m} \cdot \frac{2 S_1 S_2}{\lambda_x \lambda_y} [z_l (1 - 2 \sin^2 \alpha) - 2 z_p \sin^2 \alpha]$$

$$= -\frac{7}{10} S_1 S_2 \frac{(z_l - z_p)}{\lambda^2} \sec \alpha$$

errechnet. Man erhält mit den aus Fig. 19 ersichtlichen Ordnungsziffern für den Punkt:

$$\begin{aligned}
 a: t_a &= \frac{7}{10} S_1 S_2 \frac{z_1}{\lambda^2 \cos \alpha} = \frac{7}{10} \cdot \frac{63}{128} p \lambda^2 \sec \alpha, \\
 b: t_b &= \frac{7}{10} S_1 S_2 \frac{(z_2 - z_1)}{\lambda^2 \cos \alpha} = \frac{7}{10} \cdot \frac{72}{128} p \lambda^2 \sec \alpha, \\
 c: t_c &= \frac{7}{10} S_1 S_2 \frac{(z_3 - z_2)}{\lambda^2 \cos \alpha} = \frac{7}{10} \cdot \frac{45}{128} p \lambda^2 \sec \alpha, \\
 d: t_d &= \frac{7}{10} S_1 S_2 \frac{(z_3 - z_3)}{\lambda^2 \cos \alpha} = 0.
 \end{aligned}$$

Die Kurve der Randdrillungsmomente im Bereiche Aabcd läßt sich nunmehr durch die Gleichung

$$t = \frac{\xi}{6 \lambda_u^3} [t_a (2 \lambda_u - \xi) (\lambda_u - \xi) - 3 t_b (\lambda_u - \xi) (3 \lambda_u - \xi) + 3 t_c (3 \lambda_u - \xi) (2 \lambda_u - \xi)]$$

darstellen. Sie liefert für den Eckpunkt mit der Abszisse  $\xi = 4 \lambda$

$$\begin{aligned}
 t_A &= 4 \left( t_a - \frac{3}{2} t_b + t_c \right) \\
 &= 4 \cdot \frac{7}{10} \cdot \frac{(63 - \frac{3}{2} \cdot 72 + 45)}{128} p \lambda^2 \sec \alpha = 0,
 \end{aligned}$$

und weiterhin für die an Stelle der Randdrillungsmomente wirkenden zusätzlichen Auflagerkräfte:

$$v' = \frac{\partial t}{\partial \xi} = \frac{t_a (2 \lambda_u^2 - 6 \lambda_u \xi + 3 \xi^2) - 3 t_b (3 \lambda_u^2 - 8 \lambda_u \xi + 3 \xi^2) + 3 t_c (6 \lambda_u^2 - 10 \lambda_u \xi + 3 \xi^2)}{6 \lambda_u^3},$$

somit für den Punkt:

$$\begin{aligned}
 A \text{ mit } \xi = 4 \lambda_u: v' &= \frac{26 t_a - 57 t_b + 42 t_c}{6 \lambda_u} = -\frac{7}{10} \cdot \frac{96}{128} \cdot \frac{p \lambda}{\cos \alpha} = -\frac{7}{10} \cdot \frac{32}{128} p a = -0,175 p a, \\
 a \text{ „ } \xi = 3 \lambda_u: v' &= \frac{11 t_a - 18 t_b + 9 t_c}{6 \lambda_u} = -\frac{7}{10} \cdot \frac{48}{128} \cdot \frac{p \lambda}{\cos \alpha} = -\frac{7}{10} \cdot \frac{16}{128} p a = -0,0875 p a, \\
 b \text{ „ } \xi = 2 \lambda_u: v' &= \frac{2 t_a + 3 t_b - 6 t_c}{6 \lambda_u} = +\frac{7}{10} \cdot \frac{12}{128} \cdot \frac{p \lambda}{\cos \alpha} = +\frac{7}{10} \cdot \frac{4}{128} p a = +0,021875 p a, \\
 c \text{ „ } \xi = \lambda_u: v' &= \frac{-t_a + 6 t_b - 3 t_c}{6 \lambda_u} = +\frac{7}{10} \cdot \frac{39}{128} \cdot \frac{p \lambda}{\cos \alpha} = +\frac{7}{10} \cdot \frac{13}{128} p a = +0,071093 p a, \\
 d \text{ „ } \xi = 0: v' &= \frac{2 t_a - 9 t_b + 18 t_c}{6 \lambda_u} = +\frac{7}{10} \cdot \frac{48}{128} \cdot \frac{p \lambda}{\cos \alpha} = +\frac{7}{10} \cdot \frac{16}{128} p a = +0,0875 p a.
 \end{aligned}$$

Die Endwerte der Auflagerwiderstände sind also für den Punkt

$$\begin{aligned}
 A: a &= v + v' = -0,175 p a, \\
 a: a &= \text{ „ } + (0,21875 - 0,0875) p a \\
 &= +0,13125 p a, \\
 b: a &= \text{ „ } + (0,375 + 0,021875) p a \\
 &= +0,396875 p a, \\
 c: a &= \text{ „ } + (0,46875 + 0,071094) p a \\
 &= +0,539844 p a, \\
 d: a &= \text{ „ } + (0,5 + 0,0875) = +0,5875 p a.
 \end{aligned}$$

Die Verteilung der Auflagerkräfte ist in der Fig. 21 veranschaulicht. Man erkennt, daß, im Gegensatz zur rechteckigen Platte, weder Drillungsmomente noch Einzelkräfte in den Eckpunkten

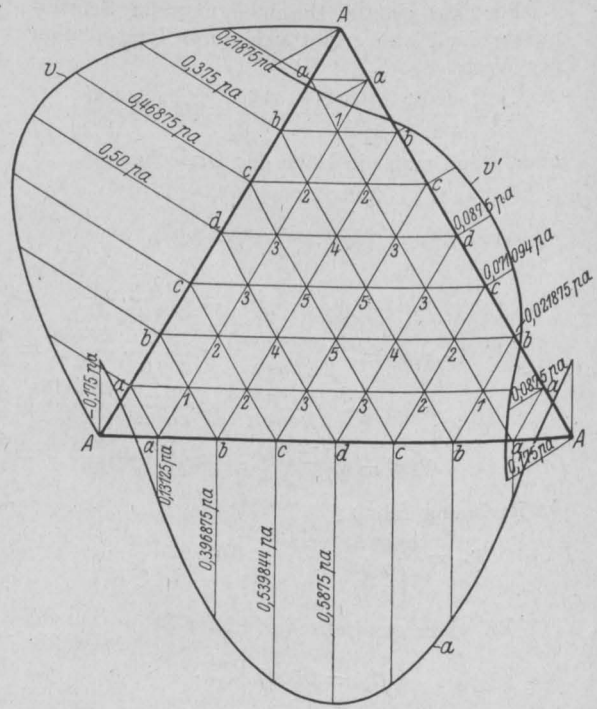


Fig. 21.

auftreten, während die abwärts gerichteten Auflagerwiderstände auf einer schmalen Randstrecke in der Nähe der Eckpunkte vereinigt sind.

In der Fig. 21a sind noch die auf Grund der Formeln (31) errechneten Hauptspannungsmomente längs einer Winkelhalbierenden eingetragen. Wie bei der rechteckigen Platte treten in der Nähe der Ecke negative Biegemomente auf. Die größten positiven Spannungsmomente entstehen hingegen im Schwerpunkt der Platte und entsprechen einem Wert  $s = 0,103 p a^2$ .

Sie betragen also fast genau die Hälfte der Hauptspannungsmomente einer quadratischen Platte gleicher Spannweite, während die größte Durchbiegung nur ein Viertel derjenigen der quadratischen Platte erreicht.

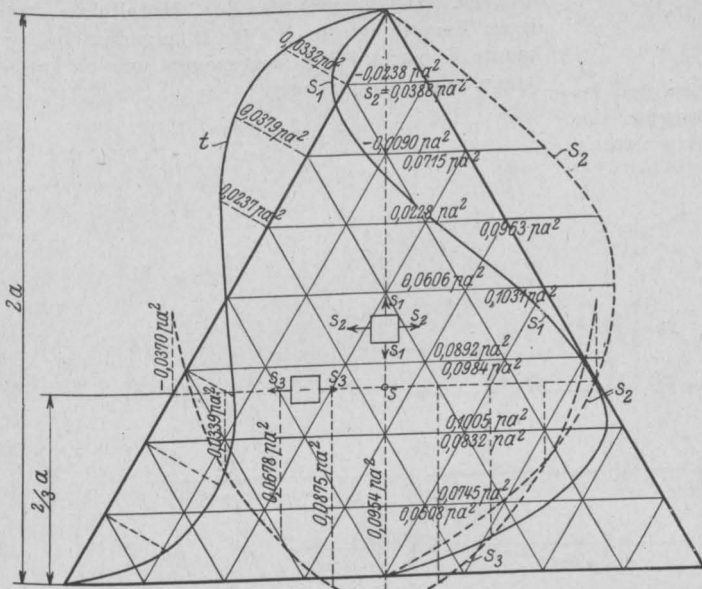


Fig. 21 a.

Beachtenswert ist auch die Verteilung der Biegungsspannungen längs einer zu einem Rand parallelen Schwerlinie. Die Fig. 21 a zeigt, daß die Spannungsmomente im Schwerpunkt der Platte ebenso groß sind wie die Hauptspannungsmomente

Theorie elastischer Gewebe zu verdanken sind und läßt eine Verbreitung des neuen Verfahrens als einen für den Eisenbetonbau wünschenswerten Fortschritt erscheinen.

(Schluß folgt.)

### ZUR BERECHNUNG DER KASTENRAHMEN.

Auf Seite 703 ff. des Jahrgangs 1917 der Zeitschrift für Bauwesen versucht Ing. Straßner in dem Aufsätze „Einfaches Verfahren zur praktischen Berechnung der gebräuchlichen einfachen, mehrfachen und geschlossenen Rahmen“ das Anwendungsgebiet der von ihm im § 7 der „Neueren Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“ (Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin 1916) entwickelten graphisch-analytischen Methode auch auf den Fall des durch lotrechte Lasten beanspruchten recht eckigen Kastenrahmens auszudehnen. Nun sind aber — wie ich an anderer Stelle<sup>1)</sup> gezeigt habe — die Nullpunkte der Biegemomente der Ständer beim geschlossenen Stabzug mit seitlich unverschieblichen Säulenköpfen keine eigentlichen (von der Lastlage unabhängigen) Festpunkte; vielmehr folgt der Abstand dieser Nullpunkte von der linken bzw. rechten unteren Ecke, im Falle einer über den oberen Riegel wandernden Einzellast, dem Gesetze:

$$\left. \begin{matrix} s_l \\ s_r \end{matrix} \right\} = \frac{\frac{v}{\alpha} \pm (1-2\xi) \frac{v}{\alpha_1}}{\frac{3(v+\omega)}{\alpha} \pm (1-2\xi) \frac{3v+\omega}{\alpha_1}} h \quad (1)$$

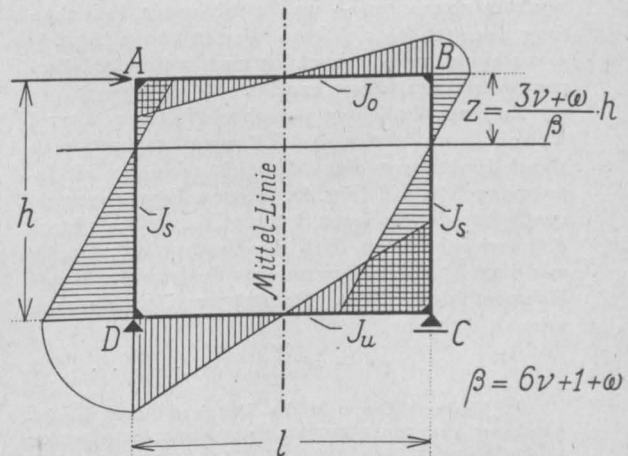


Fig. 1.

<sup>1)</sup> Über den statischen Zusammenhang zwischen durchlaufenden Balken und Steifrahmen“ in Zeitschrift für Betonbau 1917, S. 107 (Heft 11).

worin  $v = \frac{h J_o}{1 J_s}$ ,  $\omega = \frac{J_o}{J_u}$ ,  $\alpha = v^2 + 2v(1 + \omega) + 3\omega$ , und  $\alpha_1 = 3v^2 + 2v(1 + \omega) + \omega$ .

Es wird uns daher nicht überraschen, daß das Bestreben Straßners, die Biegemomente des Kastenrahmens aus denjenigen eines durch-

aufweist. Die Festpunkte des Mittelfeldes, zu deren Ermittlung die in Fig. 2 angedeutete bekannte Konstruktion herangezogen werden kann, liegen in der Entfernung

$$t' = \frac{2v + 3\omega}{3\alpha} l \dots \dots \dots (3)$$

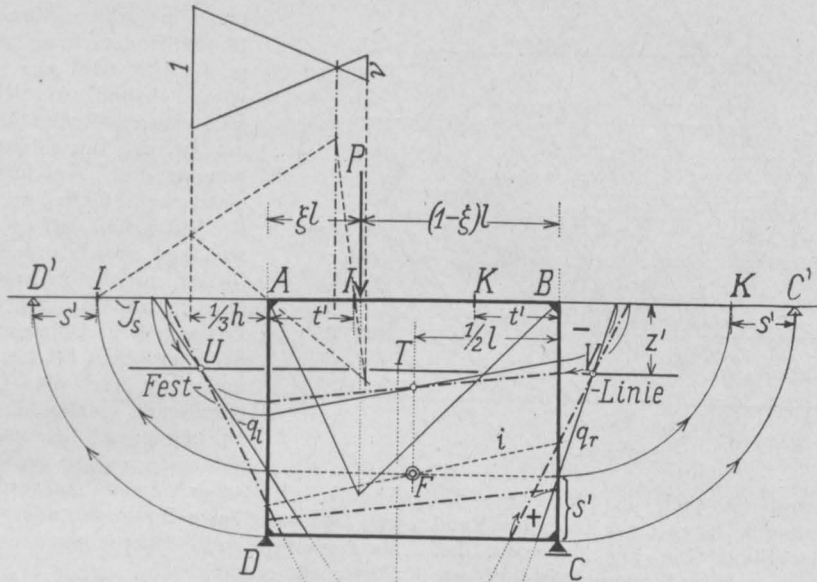


Fig. 2.

— Biegemomente des durchlauf. Hilfsträgers D'A'B'C'.  
 - - - - - Gesuchte Momentenschlußlinien d. Rahmens.

$$UT = TV, TW \perp UV.$$

laufenden Balkens mit empirisch ermittelten Festpunkten abzuleiten — und zwar unter Beibehaltung des statisch richtigen Wertes von  $z$  (Abb. 1) — zu einem verhältnismäßig umständlichen Näherungsverfahren führen mußte.

Zu einer ähnlichen, jedoch einfacheren und dabei doch strengen Lösung gelangt man durch Einführung eines durchlaufenden Hilfsträgers D'A'B'C' (Fig. 2), dessen Einspannungsgrad über den äußeren Stützen D' und C' dadurch definiert sein möge, daß der Festpunktabstand  $s'$  mit dem Abstände des unteren Festpunktes F des Rahmenfeldes<sup>2)</sup> vom Querträger DC übereinstimmt, d. h. die Größe

$$s' = \frac{v}{3(v + \omega)} h \dots \dots \dots (2)$$

von den Stützen A und B. Die sodann auf graphischem Wege bestimmten, oder — falls man das analytische Verfahren vorzieht — nach der Clapeyronschen Gleichung für feldweise abgestuftes Trägheitsmoment berechneten Biegemomente dieses Hilfsträgers besitzen die willkommene Eigenschaft, daß die Schnittpunkte U und V ihrer in das Rahmennetz zurückgeklappten Schlußlinien  $q_1$  und  $q_r$  mit den gesuchten (endgültigen) Momentenschlußlinien des Rahmens in einer Festlinie liegen, welche im Abstände

$$z' = \frac{3(v + \omega)(3v + \omega) + 2v\omega}{3(v + \omega)\beta} h \dots \dots (4)$$

unterhalb AB verläuft, und daß ferner die durch den Schnittpunkt R geführte Wagrechte w jeweils auch den Punkt W enthält. Die weitere Konstruktion ist aus der Fig. 2 klar zu ersehen.

Wirkt die Last P am unteren Riegel, so bleibt das Verfahren im Wesen dasselbe

<sup>2)</sup> „Unterer“ Festpunkt des Rahmenfeldes = Schnittpunkt der Verbindungsgeraden  $i$  der Momentennullpunkte in den Ständern, wenn die Last P sich über den oberen Riegel bewegt. Sinngemäß erhält man den „oberen“ F. d. R. beim Fortschreiten der Last längs D C.

(Fig. 3<sup>3)</sup>). An Stelle von Gl. 2, 3 und 4 treten jetzt die Ausdrücke:

$$s'' = \frac{v}{3(v+1)} h \quad \dots \quad (2a)$$

$$t'' = \frac{\omega(2v+3)}{3\alpha} l \quad \dots \quad (3a)$$

$$z'' = \frac{3(v+1)(3v+1)+2v}{3(v+1)\beta} h \quad \dots \quad (4a)$$

tungen der endgültigen Momentengeraden in der in Fig. 3, rechts oben, kenntlich gemachten Weise (vgl. auch Straßner, a. a. O.).

Bemerkt sei noch, daß in den Fig. 2 und 3 jene Biegemomente, welche — vom Rahmeninnern aus gesehen — eine konvexe Krümmung der elastischen Linien hervorrufen, mit dem posi-

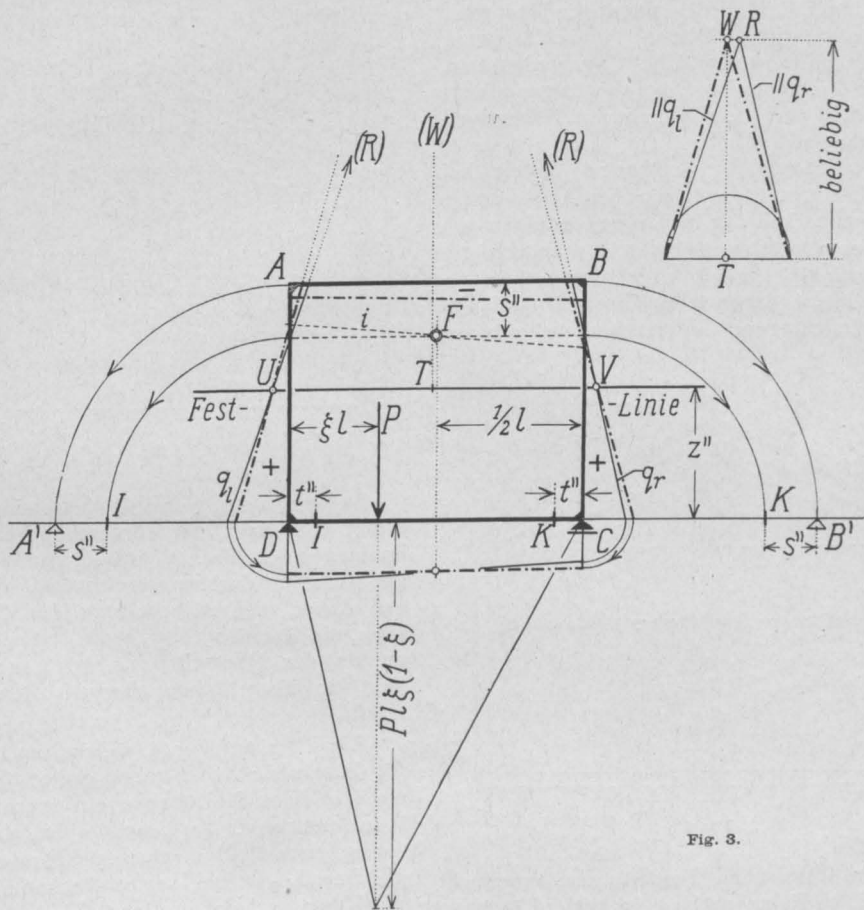


Fig. 3.

Fällt der Punkt R außerhalb der zur Verfügung stehenden Zeichenfläche, so finden wir die Rich-

<sup>3)</sup> Die Lagen- und Größenverhältnisse der Fig. 3 entsprechen einem Rahmen, dessen Ständer im Vergleich zu dem oberen und unteren Riegel ein kleines Trägheitsmoment aufweisen, also etwa  $J_s : J_o : J_u = 1 : 3 : 6$ .

tiven Vorzeichen versehen wurden. Der Deutlichkeit der Zeichnung wegen erscheint indes der Auftragungssinn der Ständermomente in Fig. 3 entgegengesetzt zu jenem der Fig. 2 gewählt.

Dr.-Ing. Franz Brandler, Prag.

## DIE BESTIMMUNG VON RAHMENQUERSCHNITTEN.

### Zum Löserschen Verfahren.

Von Dr.-Ing. E. Pichl, Ingenieur der Wayss u. Freytag A.-G., Stuttgart.

Zu der im laufenden Jahrgange des „Armierten Betons“ erschienenen Aufsatzreihe über das Lösersche Verfahren „Zur Bestimmung von Rah-

menquerschnitten“ möchte ich, ohne vorerst auf eine theoretische Besprechung desselben einzugehen, einige Ausführungen hinzufügen.

Geht man von der von Herrn Löser aufgestellten Forderung aus, daß die „Rahmenachse der geometrische Ort aller Querschnittsschwerpunkte gewonnen aus den statisch wirksamen Flächenelementen ist“, so ist die in Fig. 5 seines Aufsatzes in Heft 6 dieses Jahrganges eingezeichnete Achse nicht richtig, da sie die Verschiebung dieser Achse im Rahmenständer sowie im Rahmenriegel unter Einfluß des negativen Momentes nicht berücksichtigt. Diese Vernachlässigung ergibt aber ganz wesentliche Ungenauigkeiten, die nicht zu übergehen sind, um so weniger als sie großen Einfluß auf die angegebenen Näherungsverfahren ausüben.

Die verhältnismäßig mühsame Arbeit bei genauer Ermittlung der Löserschen Achse sowie die Unbrauchbarkeit der Näherungsverfahren soll nun an einem prüfbareren Beispiel praktisch gezeigt werden.

Der in Fig. 1 dargestellte Zweigelenkrahmen mit den eingetragenen Abmessungen soll auf

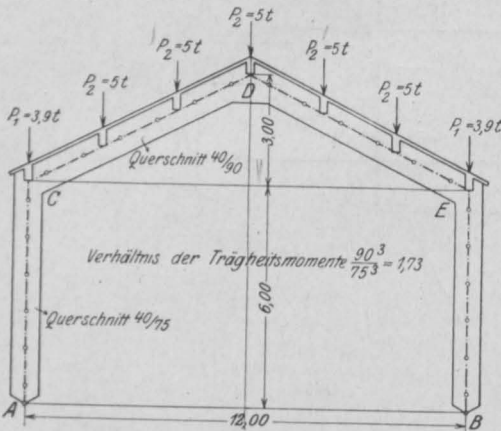


Fig. 1.

Grund der Löserschen Forderungen untersucht werden. Die Rahmenachse ist, wie Löser in seinem Aufsatz in „Beton und Eisen“ 1915 Seite 155 verlangt, durch Koordinaten eindeutig festgelegt. Die sich ergebenden Querschnitte müssen sich um diese Achse als geometrischen Ort der statischen Schwerpunkte gruppieren.

Der statisch unbestimmbare Horizontalschub ermittelt sich aus der Verschiebungsgleichung mit

$$H = \frac{\int M_0 y \frac{J_c}{J} ds}{\int y^2 \frac{J_c}{J} ds} = 3,05 t,$$

worin mit  $M_0$  das Moment durch die in Fig. 1 eingetragenen äußeren Lasten am Hauptsystem, das durch Lösen des einen Fußgelenkes entsteht, bezeichnet ist.

Auf Grund der mit diesem Schube verzeichneten Stützlinie sind in bezug auf die gegebene Achse nach dem Löserschen Verfahren in „Beton und Eisen“ 1915 S. 185 die einzelnen Querschnitte dimensioniert und die genaue Lage der Schwerachse ermittelt worden. Für den Ständer werden die Spannungen  $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ , für den Riegel das Erreichen einer Spannung  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  festgelegt.

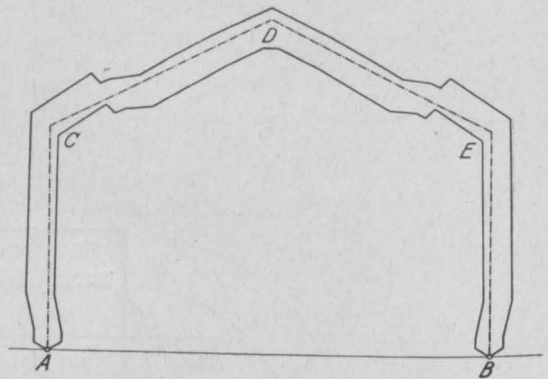


Fig. 2.

Ist nun die gegebene Achse eingehalten, so ergibt sich nach der Löserschen Forderung ein Rahmen nach Fig. 2, dessen Ausführung nicht gut praktisch durchzuführen wäre. Wir verschieben daher, bei Beibehaltung der Querschnittsform, die Rahmenachse in die statischen Schwerpunkte der Querschnitte, Fig. 3, und ermitteln nun für diese Achse abermals den Horizontalschub.

Ein Blick auf Fig. 4, welche uns die Momente für diese neue Achse zeigt, ergibt ohne weiteres ein deutliches Bild über die Vermehrung der Rechenarbeit. Zu beachten ist, daß für diese Achse auch  $M_0$ -Momente im Ständer auftreten, die Herr Löser bei seiner Rechnung vergessen zu haben scheint. Der Schub ergibt sich jetzt mit

$$H = 3,23 t$$

um 5,5 % größer, als der mit der Mittellinie als Achse ermittelte. Der Einfluß auf die Stützlinie ist selbstredend wesentlicher. Eine weitere nochmalige Korrektur der Achse wurde nicht mehr vorgenommen.

Die Rechenarbeit bei „genauer Rechnung“ ist daher nicht so einfach, wie Herr Löser sich vorstellt, um so weniger als zu berücksichtigen ist, daß vorerst nur ein, noch dazu symmetrischer Belastungsfall behandelt wurde. Für Winddruck und eventuelle Kranbelastung, wie es in der Praxis für gewöhnlich der Fall ist, ist aber für jeden Belastungsfall die Achsenermittlung gesondert vorzunehmen, bevor man zu der erschwerten

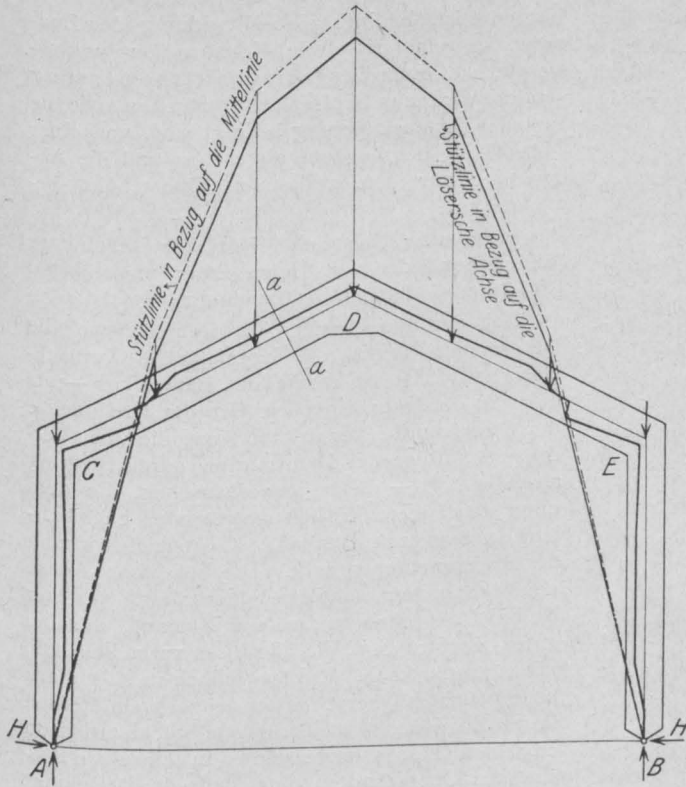


Fig. 3.

rechnete Beispiel ergibt sich, entgegen dem von Herrn Löser gerechneten, das auf Grund der eingangs angeführten Vernachlässigungen auf der dadurch nicht richtig festgelegten Löserschen Achse aufgebaut ist, eine Vermehrung der negativen und eine Verminderung der positiven Momente auf Grund der Löserschen Achse gegen die Mittelachse. Wie wendet da Herr Löser sein Näherungsverfahren an, das auf der falschen Voraussetzung beruht, daß man die Normalkraft mit der Achse verschieben darf — das praktische Beispiel zeigt das Gegenteil —, um zu einem richtigen Resultate zu gelangen?

Wir greifen auf die Zahlenrechnung zurück und untersuchen den Querschnitt a-a (die Eisenermittlung erfolgt auf gleicher Grundlage wie im Löserschen Aufsatz in Heft 6).

$$b = 40 \text{ cm, } H = 90 \text{ cm, } h = 85 \text{ cm,}$$

$$z \approx \frac{7}{8} h = 74,5 \text{ cm.}$$

Einfache Bewehrung.

$$M_0 = 12,5 \cdot 4,5 - 5,0 \cdot 2,5 - 5,0 \cdot 0,5$$

$$= 41,25 \text{ mt.}$$

Ermittlung der statisch unbekannt GröÙen gelangen kann; ganz abgesehen davon, daß ein Zusammenziehen der Belastungsfälle, die auf verschiedene Achsen bezogen sind, zur Spannungsermittlung nicht möglich ist. Diese Vermehrung der Rechenarbeit an sich ist daher nicht zu unterschätzen und steigert sich zu einer praktischen Unmöglichkeit, wenn mehrstilige Rahmen unter verschiedenen Belastungsfällen vorliegen, da, ganz abgesehen von der Mehrarbeit, jede Übersichtlichkeit verloren geht.

Die von Herrn Löser vorgeschlagenen Näherungsverfahren, von der Mittellinie als Achse auf die statische Schwerachse zu schließen, ergeben jedoch für den vorliegenden genau untersuchten Fall ganz falsche Resultate. Für das von mir ge-

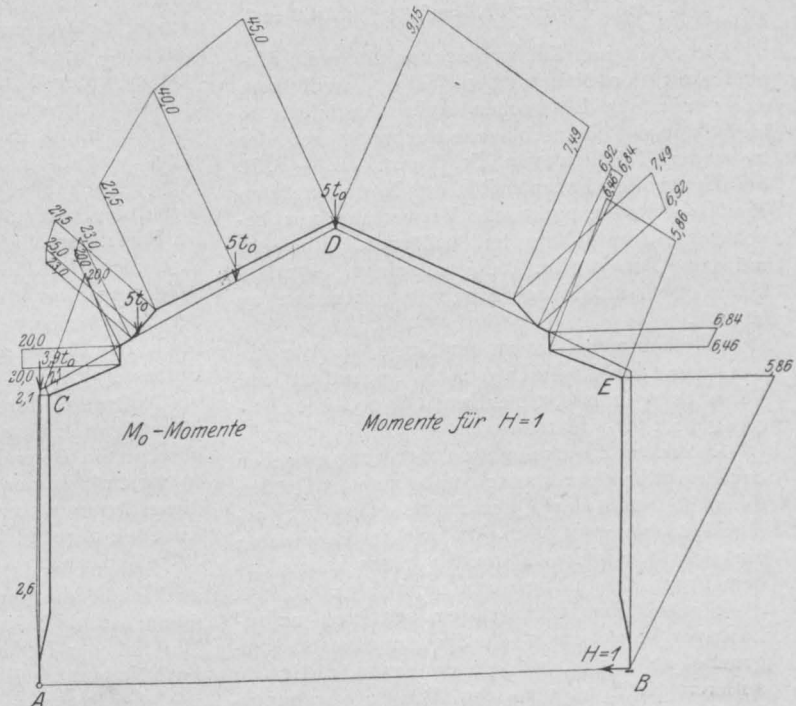


Fig. 4.

a) Moment auf die Mittellinie bezogen:

$$M_x = 41,25 - 3,05 \cdot 8,25 = 16,09 \text{ mt}; N_x = 3,9 \text{ t};$$

$$e = \frac{16,09}{3,9} = 4,12 \text{ m}; e_u = 4,12 + 0,40 = 4,52 \text{ m};$$

$$M_u = 3,9 \cdot 4,52 = 17,63 \text{ mt};$$

$$f_c = \frac{1763000}{74,5 \cdot 1200} - \frac{3900}{1200} = 16,5 \text{ cm}^2.$$

b) Auf die Lösersche Achse bezogen:

$$M_x = 41,25 - 3,23 \cdot 8,25 = 14,60 \text{ mt}; N_x = 4,0 \text{ t};$$

$$e = \frac{14,60}{4,0} = 3,65 \text{ m}; e_u = 3,65 + 0,40 = 4,05 \text{ m};$$

$$M_u = 4,0 \cdot 4,05 = 16,2 \text{ mt};$$

$$f_c = \frac{1620000}{74,5 \cdot 1200} - \frac{4000}{1200} = 14,8 \text{ cm}^2.$$

c) Korrekturen zu a) nach dem Löserschen Näherungsverfahren:

Näherungsverfahren I.

$$\Delta s = 17 \text{ cm (genau ermittelt);}$$

$$s_u = 17 + 40 = 57 \text{ cm};$$

$$M_u'' = M' + N' \cdot s_u = 16,09 + 3,9 \cdot 0,57 = 18,31 \text{ mt};$$

$$f_c = \frac{1831000}{74,5 \cdot 1200} - \frac{3900}{1200} = 17,2 \text{ cm}^2 \text{ gegen } 14,8 \text{ cm}^2.$$

Näherungsverfahren II.

$\Delta s = 17 \text{ cm}$ .  $\Delta F_e$  wird addiert, da  $a_0 - s_0$  positiv ist:

$$\Delta F_e = \frac{3900 \cdot 17}{74,5 \cdot 1200} = 0,7 \text{ cm}^2;$$

$$f_c = 16,5 + 0,7 = 17,2 \text{ cm}^2 \text{ gegen } 14,8 \text{ cm}^2.$$

Die erhaltenen Zahlenwerte ergeben die Unrichtigkeit der Näherungsverfahren. Will man daher mit der Löserschen Achse rechnen, so bleibt nur der eingeschlagene Rechnungsweg, der trotz der Tabellen von Dr. Kunze, die — z. B. bei der großen Exzentrizität der Normalkraft im Riegel — für die praktische Verwertung nur beschränkte Anwendung finden können, eine sehr mühsame Arbeit gibt, ohne zu einem ersprießlichen, übersichtlichen Ergebnisse kommen zu können.

Wir kommen jetzt zu der Frage, ob die Anwendung der Löserschen Achse, gestützt auf Versuchsergebnisse, überhaupt ihre Berechtigung hat.

Zu diesem Zwecke müssen wir streng zwischen der Ermittlung der statisch unbekanntem Größen einerseits und der Querschnittsbemessung andererseits unterscheiden, da wir im Eisenbeton ein nicht homogenes Material vor uns haben, das dem Proportionalitätsgesetze nicht folgt.

Für die Ermittlung der statisch unbekanntem Größen ist ein Spannungszustand zugrunde zu legen, wie er den tatsächlichen äußeren Kräften entspricht. Dieser Spannungszustand, der durch die zulässigen Spannungen

begrenzt ist, bedingt eine Mitwirkung der Zugzone, da eine rissefreie Konstruktion vorausgesetzt ist. Für die Querschnittsbemessung jedoch wird aus Sicherheitsgründen, wie sie in jeder Dimensionierung bedingt sind, von einer Mitwirkung der Zugzone abgesehen und die Abmessung für den gerissenen Querschnitt berechnet.

In diesem Umstande liegt der scheinbare Widerspruch der von Herrn Löser angeführten § 16,2 und § 17,1 der Bestimmungen.

Bei der Berechnung der Rahmen, wo die Deformation durch die Normalkräfte vernachlässigt wird, ist als Achse des Bauwerkes — als die wir den geometrischen Ort der Drehpunkte der Querschnitte bezeichnen, um die die Verdrehung infolge der Deformation durch Biegung allein erfolgt — daher jene anzusehen, die dem unter den äußeren Kräften eintretenden tatsächlichen Spannungszustande, also mit Mitwirkung der Zugzone, entspricht. Die Lösersche Achse nimmt dagegen sämtliche Querschnitte bis zur Nulllinie als gerissen an, ein Zustand, der bei guter Konstruktion, die alle Risse vermeiden soll, nie eintreten kann. Erfolgt jedoch in sehr stark beanspruchten Querschnitten dennoch ein Reißfen in der Zugzone, so bleiben große Stücke zwischen einzelnen Rissen unversehrt. In einzelnen gerissenen Querschnitten rückt dann der Drehpunkt des Querschnittes gegen die Lösersche Achse, in sämtlichen übrigen bleibt er aber im statischen Schwerpunkt unter Mitwirkung der Zugzone. Die Achse darf daher über das ganze System unter Mitwirkung der Zugzone bei der Deformation ermittelt werden. Diese Annahme wird durch die Bachschen Versuche für Biegung allein und Biegung mit Axialdruck bestätigt. Ohne eingehender auf die Auswertung der Versuche eingehen zu wollen, seien hier die von Herrn Dr. Kunze erwähnten Versuche von C. Bach und O. Graf in Heft 166—169 der „Forschungsarbeiten“ näher angeführt, die eine Annahme der Mitwirkung der Zugzone beweisen, aber nicht erschüttern. Nach den Zusammenstellungen Nr. 29—31 dieses Heftes ergibt sich, daß in sämtlichen Versuchen bei Auftreten der ersten Zugrisse die aus den Messungen ermittelten wie die durch Rechnung bestimmten Betondruckspannungen den Wert von 40 kg/cm<sup>2</sup> immer überschreiten, sodaß für diese Spannungsgrenze mit einem Mitwirken der Zugzone gerechnet werden darf.

Selbstredend erfüllt die Mittellinie an sich auch nicht die theoretische Bedingung der Rahmenachse, da beim Beton als nicht homogenem Material der Drehpunkt des Querschnittes nicht im Mittelpunkt liegt. Da aber streng genommen für den Beton die hervorgerufenen Drehwinkel nicht den Momenten proportional sind, so läßt



uns die Mittellinie als alleingültige Annahme für homogenes Material aufgestellten Beziehungen auch auf den Eisenbeton anwenden, während für die Lösersche Achse das Superpositionsgesetz nicht gelten kann. Außerdem ist

aber jene Annäherung vorzuziehen die uns ein einfacheres Rechnen und eine größere Übersichtlichkeit gewährleistet. Und diese Bedingung wird von der Mittellinie und nicht von der Löserschen Achse erfüllt.

## GRAPHISCHE UNTERSUCHUNG DES RECHTECKIGEN EINGESPANNTEN RAHMENS AUF GRUND DER THEORIE DER ELASTIZITÄTSELLIPSE.

Von Dr.-Ing. Polivka, Prag.

Für einfache Fälle des fest eingespannten Rahmens kann man Formeln entwickeln, welche die Ermittlung der statisch unbestimmbaren Größen ermöglichen. Diese Formeln zeichnen sich auch in solchen Fällen durch Einfachheit aus, wenn die Annahme eines überall konstanten Querschnittes nicht mehr aufrecht bleiben kann, unter der Bedingung jedoch, daß innerhalb eines geraden Rahmenstabes (in den Stielen oder im Streckbalken) gleiches Trägheitsmoment des Querschnittes vorausgesetzt werden kann. Muß die Veränderlichkeit der Querschnitte innerhalb dieser Stäbe berücksichtigt werden oder handelt es sich um gebrochene oder gekrümmte Stäbe, dann fallen die Vorteile der analytischen Untersuchung meistens weg und es muß zu den zeichnerischen Verfahren Zuflucht genommen werden.

Bei den Betonkonstruktionen, welche durch ihre Monolithät zur Anwendung derartiger statischer Systeme direkt verleiten, kann man in den weitest- ausmeisten Fällen in Anbetracht der gemachten vereinfachenden Annahmen bei der Spannungsermittlung verschiedene sekundäre Einflüsse bei der statischen Untersuchung außer Acht lassen, ohne daß dabei die Genauigkeit der Berechnung leidet. Es sind dies der Einfluß der Normal- und Querkräfte auf die elastische Formänderung. Unter diesen Umständen gestaltet sich die zeichnerische Lösung auf Grund der Elastizitätseellipse äußerst einfach, wie an folgendem Beispiel eines rechteckigen eingespannten Rahmens gezeigt werden soll.

Das elastische Verhalten eines stabförmigen Trägers kann man durch seine Elastizitätseellipse zum Ausdruck bringen, welche allgemein sechs Bestimmungsstücke benötigt, nämlich 5 Bestimmungsstücke der geometrischen Ellipse und das elastische Gewicht  $g = \frac{1}{EJ}$ , das man sich im Mittelpunkt der Ellipse konzentriert denkt. Läßt man die oben erwähnte Vereinfachung zu, so schrumpft die E. E. (Elastizitätseellipse) auf die in der Stabachse liegenden Hauptdurchmesser zusammen, in welchem Falle nur drei Bestimmungsstücke nötig erscheinen.

Um die Einfachheit der in der Folge erörterten Methode würdigen zu können, ist es freilich notwendig, sich einige grundlegende Sätze aus der

synthetischen Geometrie (Geometrie der Lage) anzueignen, mit denen man bei allen derartigen graphischen Verfahren ausgerüstet sein muß.

Das Prinzip unserer Methode beruht darin, daß man für jeden Trägerteil, in dem man ein konstantes Trägheitsmoment  $J$  voraussetzen kann (das Elastizitätsmaß wird ohnehin als überall gleich angenommen), den Hauptdurchmesser der E. E. und das entsprechende elastische Gewicht bestimmt, und diese Teilellipse zu einer Zentralellipse des Rahmens zusammenschließt. Die Auflagerreaktion bestimmt man dann auf Grund der bekannten Formänderungsbeziehungen eines einseitig fest eingespannten Trägers (nach Prof. W. Ritter). Die Grundlage zu dieser Methode hat der Professor am Zürcher Polytechnikum W. Ritter geschaffen. Auf die Rahmenkonstruktionen wurde sie meines Wissens bis jetzt von seinem ehemaligen Assistenten Ing. G. Mantel angewendet. Der Beitrag des Verfassers besteht in der Hauptsache in der einfachen Zeichnung der Zentralellipse des Rahmens auf Grund der Zusammensetzung der gleichzeitigen elastischen Bewegungen in Bezug auf die Elastizitätsellipsen und der direkten graphischen Ermittlung der Reaktionen für die häufigsten Belastungsfälle<sup>1)</sup>. Die Anwendung dieser Methode bei komplizierten statischen Fällen, wie z. B. bei Bogenstellungen wurde zum Teil in der Dissertation des Verfassers behandelt.

### 1. Zentralellipse des Rahmens.

Bezeichnen wir die theoretische Höhe des Rahmens  $A_1C_1C_2A_2$  (s. Fig. 1) mit  $h \equiv \overline{A_1C_1} \equiv \overline{A_2C_2}$  und die theoretische Länge des Streckbalkens (Spannweite des rechteckigen Rahmens mit  $l = \overline{C_1C_2}$ . Einfachheitshalber setzen wir voraus, daß die Trägheitsmomente beider Stiele einander gleich sind:  $J_1 = J_2 = \text{Const.} = J$ , während dem Streckbalken ein anderes, jedoch in der ganzen

1) Der Verfasser hat bisher folgende Arbeiten auf diesem Gebiete veröffentlicht:

Dreieckrahmen mit und ohne Kragarm. Beton und Eisen 1916.

La détermination du foyer gauche d'une poutre continue sur l'appui élastique. Bulletin Techn. d. l. Suisse romande 1916.

Beitrag zur graphischen Untersuchung von kontinuierlichen Trägern mit veränderlichem Trägheitsmoment. Zeitschr. f. Betonbau, Wien, 1917, H. 4 u. 5.

Länge konstantes Trägheitsmoment  $J_3$  zugemutet wird. In diesem Falle befinden sich die Mittelpunkte der E. E. in den Halbierungspunkten  $S_1, S_2$  und  $S_3$  der theoretischen Längen. Die Haupthalbmesser der E. E., welche nur die Berücksichtigung der Biegemomente auf die Formänderung ermöglichen, betragen dann

$$i_1 = i_2 = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0,289 h$$

und

$$i_3 = \frac{1}{\sqrt{12}} = 0,289 l.$$

Die entsprechenden statischen Gewichte sind bekanntermaßen

$$g_1 = g_2 = \frac{h}{EJ_1} = \frac{h}{EJ_2} = \frac{h}{EJ}$$

und

$$g_3 = \frac{1}{EJ_3}$$

Um mit diesen Werten zeichnerisch operieren zu können, setzt man  $E = 1$  und  $J_1 = 1$ , bezeichnet dann  $\frac{J_1}{J_3} = \frac{1}{J_3} = \alpha$ , so daß  $g_1 = g_2 = h$  und  $g_3 = \alpha l$ .

Für diese Werte kann man außerdem noch einen Reduktionsmaßstab einführen, wie es in der Fig. 1 rechts der Fall ist.

Der Mittelpunkt  $S$  der Zentralellipse (Z. E.) findet man als Schnittpunkt der Resultierenden  $\Sigma g$  in zwei Richtungen. Im vorliegenden Fall lassen wir zu diesem Behufe die elastischen Gewichte  $g$  lot- und wagerecht wirken. Die Hauptdurchmesser der Z. E. findet man nach Fig. 1 sehr

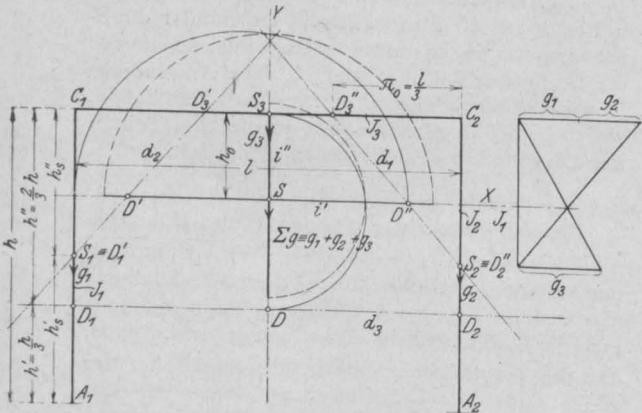


Fig. 1.

leicht. Die elastische Verdrehung (der Formänderungswinkel) ist allgemein gleich der Kraft  $P$  mal dem statischen Moment des elastischen Gewichtes  $g$  in Bezug auf die Krafrichtung. Der momentane Drehpunkt ist der Antipol der Krafflinie in Bezug auf die E. E. des betreffenden Stabes, in dem auch der Formänderungswinkel  $\delta = Mg = P p g$  als Kraft angreifend gedacht werden kann.

Denkt man sich den Rahmen  $A_1C_1C_2A_2$  im Auflagerquerschnitt  $A_1$  abgeschnitten und der Wirkung einer Kraft  $P$  in der Achse  $A_1C_1$  ausgesetzt, so kann die elastische Formänderung auf eine Drehung um den Pol  $D''$  zurückgeführt werden, den Angriffspunkt der Resultierenden der als Kräfte aufgefaßten Werte  $\delta$ . Aus der rechtwinkligen Symmetrie geht hervor, daß  $D''$  auf der X-Achse ( $\Sigma g y = \Theta$ ) liegen muß, so daß man sich auf die Bestimmung der lotrechten Resultierenden  $\Sigma \delta$  beschränken kann. Im vorliegenden einfachen Fall ist der Antipol der Wirkungslinie

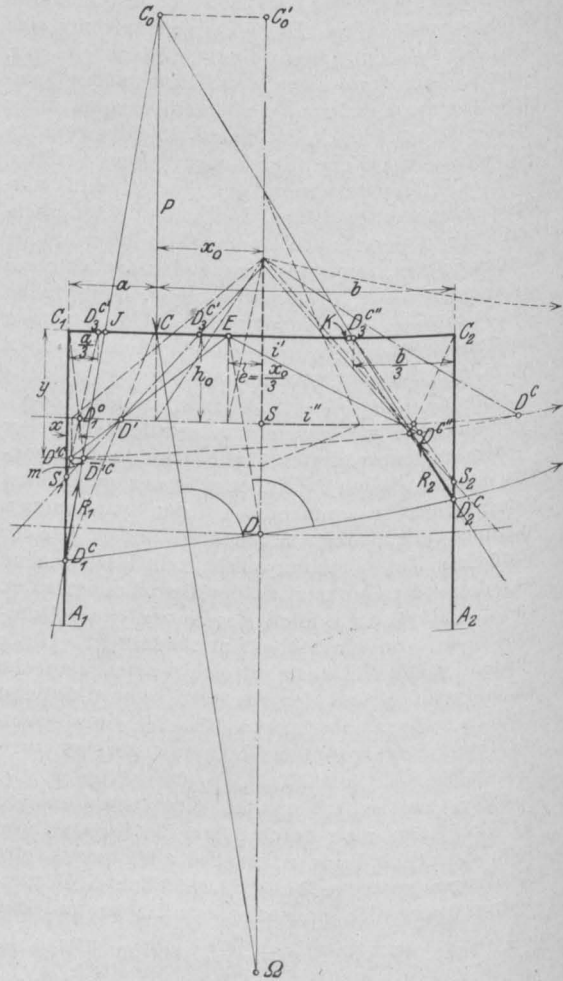


Fig. 2.

der Kraft  $P = 1$  hinsichtlich der E. E. des Stabes  $A_1C_1$  im Unendlichen, da dieselbe durch den Mittelpunkt  $S_1$  geht. Der entsprechende Drehwinkel  $\delta_1$  muß demnach gleich Null sein ( $\delta_1 = P h g_1 = 10 g_1 = 0$ ). Der Antipol in Bezug auf die E. E.  $E_3$  (des Stabes  $C_1C_2$ ) ist durch die

Strecke  $\overline{S_3 D_3''} = \frac{i_3^2}{s} = \frac{1}{6}$  oder  $\overline{C_1 D_3''} = \frac{21}{3}$  gege-

ben und  $\delta_3 = P p_3 g_3 = 1 \frac{2}{3} |a| = \frac{2}{3} a^2$ . Der

Antipol in Bezug auf die E. E.  $E_2$  des Stabes  $A_2 C_2$  fällt mit dem Mittelpunkt  $S_2$  zusammen und  $\delta_2 = P p_2 g_2 = 1 h = 1 h$ . Da  $\delta_1 = 0$  ergibt sich der gesuchte Antipol  $D''$  im Schnittpunkt der X-Achse mit der Verbindungslinie der beiden zwei anderen Antipole  $D_3''$  und  $D_2 = S_2$ . Den wagerechten Halbmesser der Zentralellipse des Rahmens ( $E_0$ ) zeichnet man als geometrisches Mittel der Strecke  $\overline{S_1 S}$  und  $\overline{SD''}$ :  $i'^2 = \overline{S_1 S} \overline{SD''}$  (s. Fig. 1). Mit Rücksicht auf die Bezeichnungen in der Fig. 1 läßt sich dieser Wert

analytisch ausdrücken:  $i'^2 = \frac{p^2}{12} \cdot \frac{5 h_0 - h}{h_0}$  (s. Absatz 4). In ähnlicher Weise bestimmt man den

lotrechten Halbmesser  $i''$ , wenn man die gedachte Kraft  $P = 1$  in der Achse  $C_1 C_2$  wirken läßt. In Absatz 9 wird dieser Wert abgeleitet:

$$i''^2 = \overline{S_3 S} \overline{SD} = h_0 \left( \frac{2}{3} h - h_0 \right).$$

2. Bestimmung der Auflagerreaktionen bei gegebener Belastung.  
Prinzip. (Fig. 2.)

Auf den im Auflager  $A_1$  frei gedachten und in  $A_2$  fest eingespannten Rahmen  $A_1 C_1 C_2 A_2$  wirke eine lotrechte Kraft  $P$  im Punkte  $C$ , deren Abstände von den beiden Ecken  $C_1$  und  $C_2$  mit  $a$  resp.  $b$  bezeichnet werden sollen. Bei der Formänderung gelangt der Querschnitt  $A_1$  nach  $A_1'$ , wobei gleichzeitig eine Drehung um  $\delta$  vollführt

wird. Diese Verschiebung und Drehung kann man auf eine Drehung um den Punkt  $D^{C''}$  — den Antipol der Wirkungslinie von  $P$  hinsichtlich der Elastizitätseellipse der Tragwerksteiles  $CC_2 A_2$  (der Endellipse des Querschnitts  $C$ ) — zurückführen. Da in der Wirklichkeit, nämlich bei fester Einspannung im Querschnitt  $A_1$ , diese Drehung und Verschiebung gar nicht möglich ist, muß man eine auf den Querschnitt  $A_1$  wirkende Kraft anbringen, welche diese Formänderung wieder rückgängig macht. Der Träger  $A_1 C_1 C_2 A_2$  muß demnach um den gleichen momentanen Drehpol  $DC''$  und um den gleichen Winkel  $\delta$  zurückgedreht werden. Die Zentralellipse  $E_0$  kann als Endellipse des Querschnitts  $A_1$  gedacht werden, woraus sich ergibt, daß die Wirkungslinie der zurückdrehenden Kraft — der Auflagerreaktion —  $R_1$  — die Antipolare des Punktes  $DC''$  hinsichtlich der Zentralellipse  $E_0$  sein muß. Bezeichnet man die Formänderungen infolge der Kräfte  $P$  und  $R_1$  mit  $[\delta_2]_P$  und  $[\delta]_{R_1}$ , so gilt die Gleichung:

$$[\delta_2]_P + [\delta]_{R_1} = 0 \dots \dots (1a)$$

oder

$$[\delta_2]_P = -[\delta]_{R_1} = +[\delta]_{-R_1}.$$

In ähnlicher Weise bestimmt man die Wirkungslinie der Auflagerreaktion  $R_2$  als Antipolare des Punktes  $D^{C'}$  hinsichtlich  $E_0$ , wobei wiederum  $DC'$  der Antipol von  $P$  hinsichtlich der E. E.  $A_1 C_1 C$  ist.

$$[\delta_1]_P = -[\delta]_{R_2} \dots \dots (1b)$$

Die Größe der beiden Reaktionen können aus den Gleichungen 1) ermittelt werden, wenn man  $\delta$  durch  $P p g$  und  $R r g$  mit entsprechenden Werten ausdrückt.

(Schluß folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften, Baustoffuntersuchungen.

Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens bei Eisenbeton. Schaper bemerkt in einer Zuschrift an die D. B. Ztg. 1919 Mitt. Nr. 14, daß der daselbst sowie im Arm. Beton 1919, Nr. 5 veröffentlichten Probe für die Rostsicherheit der Eisen im Beton keine Beweiskraft innewohne, da die Bauteile unbelastet gelagert hätten.

Hochwertiger Zement und Beton im Bauwesen. Von Dr.-Ing. K. Haberkalt, Wien. Eine Zusammenfassung des Berichtes, den Prof. Hanisch und Prof. Kirsch über die Versuche, die der Eisenbeton-Ausschuß des Österreichischen

Ing.- u. Arch.-Vereins angestellt hat, in dem Mitteilungshefte Nr. 8 gegeben haben. Der Bericht gibt einen guten Überblick über den Inhalt des Mitteilungsheftes und wird bei Nachschlagearbeiten oft verwendet werden: Er ist veröffentlicht in der Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst 1919, Nr. 30.

Über den Einfluß schlammhaltigen Sandes auf die Festigkeit von Zementmörtel und Beton. Auszug aus den in der Wochenschrift f. d. öfftl. Baudienst 1919 Heft 1/2 enthaltenen Mitteilungen über die Versuche die man beim Bau der Soroksaer Donauschleuse angestellt hat. D. B. Ztg., Mitt. f. Zem. u. Beton.

Der mittelrheinische Traß und der bayrische Traß. Von Dr.-Ing. e. h. A. Ham-

bloch, Andernach. Stellungnahme Hamblochs zu den Ausführungen von H. Lingl in der Wochenschrift f. d. öfftl. Baudienst 1919 Heft 1/2. Es wird eine völlige Wesensverschiedenheit der beiden Trasse behauptet und an Hand von Prüfungsergebnissen ein Beleg dafür erbracht, daß die Bindekraft des rheinischen Trasses ganz bedeutend größer ist. Arm. Beton 1919, Heft 8.

Presson-Beton als sparsamer Baustoff. Von Dipl.-Ing. Gaehe. Presson ist ein Gemisch von gemahlenem Bimssand, Traß und wasserabweisenden Zusätzen. Diese Masse wird von Neuwied aus in Kalkwagen versandt, um dann mit Sand, Bimssand und Zement zu einem Beton verarbeitet zu werden, der sehr leicht und nagelbar ist. Tonind.-Ztg. 1919, Nr. 85.

## II. Theorie.

### Festigkeitslehre, Statik, Bemessungsverfahren.

Über Knickfestigkeit. Müller-Breslau veröffentlicht unter dieser Überschrift eine Fortsetzung seiner in den ersten Nummern des Zentralbl. d. B. 1919 erschienenen Abhandlung über die Knickbeanspruchung biegungssteifer Fachwerksstäbe im Zentralbl. d. B. 1919 Nr. 54. Müller-Br. schreibt einleitend: In den beiden ersten Abschnitten wird der Einfluß einer ungleichförmigen Querbelaftung (rechtwinklig zur Stabachse) verfolgt, der dritte bringt einen Beitrag zu der wichtigen Frage, ob es bei größeren Durchbiegungen noch zulässig ist, die allgemein gebräuchliche Näherungstheorie der Biegelinie, welche das Quadrat des ersten Differentialquotienten gegen 1 unterdrückt, anzuwenden.

Bestimmung der größten Schubspannung, wobei die Mindestzahl von Bügeln nach den Gewapend Beton Vorschriften von 1918 noch angewendet werden kann. Holländ. in Gewapend Beton 1919, Nr. 11.

Die Querschnittsfestsetzung von Eisenbetonkörpern bei einseitig, aber **innerhalb des Kerns** angreifenden Längskräften. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. W. Kunze; Dresden. Mitteilung eines zeitsparenden, tabellarischen Verfahrens von Ing. Wisselink, erschienen in Gewapend Beton 1918 Maiheft. Dieses Verfahren schließt sich durchweg genau an das von Dr. Kunze 1918 Heft 2 veröffentlichte an; während sich dieses auf Kraftangriffe außerhalb des Kerns erstreckt, dient dieses für Fälle mit Kraftangriff innerhalb des Kerns. Arm. Beton 1919, Heft 8.

Durchbiegungsformeln. Von Dr.-Ing. Emil Kammer, Charlottenburg. Verf. nimmt Bezug auf die Veröffentlichung von Dr. Vinzenz in A. B. 1919 Nr. 1 und leitet einfache Durchbiegungsformeln ab, die in dem besonderen Falle des durchlaufenden Trägers die Anwendung der

Clapeyronschen Gleichungen erübrigen. Die Darstellung ist leicht verständlich und eignet sich deshalb besonders für Anfänger zur Einarbeitung. Arm. Beton 1918, Heft 8.

Das Verfahren von Dr. Max Ritter zur Untersuchung eingespannter Gewölbe. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. In Heft 13 und 14 des „Brückenbau“ gibt der Verfasser eine eingehende Darstellung der Ableitung dieses außerordentlich einfachen Verfahrens, da in der ursprünglichen Veröffentlichung Ritters die Herleitung nicht allgemein verständlich ist. Die Veröffentlichung ist als Ergänzung der im Handbuche der Ingenieurwissenschaften II. Teil, Der Brückenbau, 1. Band S. 207—214 gegebenen Anleitungen über die Anwendung des Verfahrens gedacht, woselbst auch die unentbehrlichen Tabellen zu finden sind.

Die Berechnung der beliebigen bogenförmigen Rahmen. Von Ing. A. Straßner, Frankfurt a. M. Beispiel 2 und 3 in Arm. Beton 1919 Heft 8. Beispiel 2 ist ein eingespannter zweiastiger Rahmen mit gekrümmtem Riegel und verschieden hohen Stielen; Beispiel 3 ist ein Zweigelenrahmen mit bogenförmigem Riegel und mit Zugband an den oberen Pfostenenden, während bei Beispiel 1 dies Zugband fortgelassen war.

Abgekürzte Ermittlung der Nulllinie bei einfach bewehrten Massivdecken. Ergänzende Ausführungen von Dipl.-Ing. Karl Schüchner zu den in Nr. 2 der D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Z. u. Bet. veröffentlichten Ermittlungen. Von Reg.-Bmstr. Stybalkowsky D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Z. u. Bet., Nr. 9.

Berechnung einer flachen Eisenbetonbogenbrücke von 30 m Spannweite. Von Ing. W. J. Wisselink. Eine sehr übersichtlich durchgeführte Berechnung nach den Formeln von Castigliano in De Ingenieur 1919, Nr. 27.

## III. Versuche mit Eisenbeton.

Probebelastungen von Eisenbetondecken in Amerika (Pilzdecken). Referat über den in De Ingenieur 1916 Heft 16 wiedergegebenen Vortrag von Ing. Tromp über die Versuche, die in Amerika mit Pilzdecken angestellt worden sind. Beton u. Eisen 1919.

Die Formänderung von Beton beim Erhärten. Auswertung der Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in Gewapend Beton 1919, Nr. 11.

## IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die von den Behörden vorgeschriebenen anzunehmenden Winddrücke im Vergleich zu den wirklichen Windstärken. Von Obering. Bruno Pfützte, Leipzig. Aus der Literatur stellt der Ver-

fasser eine Anzahl Angaben zusammen, die beweisen, daß die beobachteten Winddrücke im allgemeinen weit hinter den in Deutschland rechnungsüblichen zurückbleiben. Für Inlandsbauten sollten deshalb Milderungen der Bestimmungen eingeführt werden. Der Brückenbau 1919, Heft 12.

Leitsätze für die Ausführung von Hohlmauern aus Betonsteinen. Mit einleitenden Bemerkungen von Dr.-Ing. v. Emperger wird der Wortlaut dieser vom Österr. Ing.- und Arch.-Verein aufgestellten Richtlinien in der D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Z. u. B. Nr. 9 veröffentlicht.

#### V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise, Fertigerzeugnisse, Neue Anwendungen, Bauunfälle.

Eisenbahnkilometersteine. Der Zementwarenfabrikanten-Verein Deutschlands (E. V.) hat eine Rundfrage bei den Eisenbahndirektionen über die Abmessungen von 1000- und 100 m-Steinen ergehen lassen. In der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 79 werden unter Beifügung von Abbildungen die Abmessungen mitgeteilt, wie sie die Eisenbahndirektion Magdeburg angegeben hat.

Zementplatten für Fußwege. Über die Abmessungen der Platten wird in der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 80 geschrieben.

Risse in Zementwaren. Feodor Ast jun. schreibt über Treibrisse und Verkrümmungen in Nr. 81 der Tonind.-Ztg. 1919.

Rißbildung im Eisenbetonbau und ihre Beschränkung. Nach einem im Österr. Ing.- und Arch.-Verein von Prof. Dr. Saliger gehaltenen Vortrage. Die Rißbildungsfrage wird übersichtlich behandelt, die bekannten Vorsichtsmaßregeln werden knapp und überzeugend vorgeführt. D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zement und Beton Nr. 7 u. 8.

Zementdielen. Die Eiseneinlagen vor Kopf mit Mörtel bedecken! Kurzer Hinweis auf diese Maßnahme, die der Rostgefahr wegen notwendig ist. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 76.

Zugluft in der Zementwarenindustrie Von Aug. Reiß. Hinweis auf die Schädlichkeit von Zugluft für frische Betonkörper: Haarrißbildungen, verminderte Zugfestigkeit. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 83.

Verhalten von Ultramarin in Zementwaren. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 82.

Zementpfostenlager. Vorschläge über richtige Lagerungsart in der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 75.

Eisenbeton im Werkzeugmaschinenbau Mitteilungen über die neue Verwendung des Eisenbetons in „Die Werkzeugmaschine“ 1919 S. 134.

Müllkästen aus Zement. Genaue Angaben

über die Bauart und die Herstellungsweise von derartigen Kästen in der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 89.

#### 2. Hochbau.

Über die Grundlagen zum Vergleich von Sonderbauweisen mit bisherigen Bauweisen. Von Reg.-Bmstr. Amos, Hohendörlzschon vor Dresden. 2 Seiten in D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zement und Beton Nr. 11.

Über die Grundlagen zum Vergleiche von Sonderbauweisen mit bisherigen Bauweisen. Einwendungen gegen den Inhalt der gleichbetitelten Veröffentlichung von Rgbmstr. Amos in der D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 11 seitens Dr. R. Poensgen, Essen, ebenda in Nr. 13.

Silobauten in Eisenbeton. Ausgeführt von Heinrich Butzer, Tiefbau-Betonbau, Dortmund-Kattowitz. Eine Reihe Industriebauten in Eisenbeton, bei denen Silos ausgeführt worden sind, werden an Hand vieler Abbildungen, die teilweise Schnitte, teilweise Lichtbilder vom Bauvorgang, von der fertigen Anlage und von Einzelheiten wiedergeben, besprochen. D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 6, 7 und 9.

Gußbetonhäuser. Äußerung von Bedenken gegen die Bauweise Edison bezw. Hermann & Max Lösch (Karlsruhe) seitens Ing. Viktor Brausewetter. Widerspruch seitens der Firma Lösch unter Hinweis auf die Probabauten und die bisherigen Erfahrungen. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 76.

#### 3. Brückenbau.

Kragträgerbrücke in Eisenbeton in Gleiwitz O.-Schl. Die im Zentralblatt d. Bauv. 1919 Nr. 13 veröffentlichte Brücke über die Klodnitz wird kurz beschrieben in der D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 7. Die Brücke ist wegen der geringen Bauhöhe als zwischen vorkragende Widerlager eingehängter Balken ausgebildet worden, ein Bauwerk, das allgemeine Beachtung verdient.

Verbreiterung der Talbrücke am Ostende des Bahnhofes Gotha. Von Dr.-Ing. B. Rueb (Nürnberg). Neben dem bestehenden ungenügenden Brückenbauwerk ist ein neues von etwa 10 m Breite mit drei Gewölben von je 30 m Spannweite errichtet worden. Die erste Planung hatte eingespannte Gewölbe vorgesehen; wegen der ungünstigen Bodenverhältnisse sind jedoch schließlich Dreigelenkbogen mit Stahlgelenken ausgeführt worden. Die Gelenkpunkte sind (nach Faerber) 2,4 m ausgekragt. In den Kragteilen und in den Wölbschenkelmitten sind der Zugspannungen wegen Eiseneinlagen vorgesehen. Baustoff Stampfbeton. Der Brückenbau 1919, Heft 11.

#### 4. Wasserbau.

### 5. Grundbau, insbesondere Pfahlbauweise.

Gründungen auf Eisenbetonplatten. Mit zahlreichen Abbildungen wird diese Gründungsart an Beispielen vorgeführt. Besondere Beachtung verdienen die Ausführungen über Trennungsfugen und über nachträgliche Anbringung von Eisenbeton-Fußplatten. Fritz Eiselen in D. B.-Ztg. Mitt. f. Zem. u. Beton 1919 Nr. 13.

Der Stauchpfahl D. R. P. Von Dr.-Ing. E. Fucker, Neustadt a. d. H. Beschreibung des neueren Wilhelmischen Patents, das die Wirkung seiner früheren „Explosiv“-Pfähle durch Nachrammen des aus dem Vortreibrohre ausgetretenen Betons anstrebt. Das Patent befindet sich im Besitz der Firmen Wayß & Freytag und Siegwartbalken-Gesellschaft m. b. H. in Luzern. D. B.-Ztg. 1919, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 11.

### 6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischer Tiefbau.

Neue Beton-Konstruktionen. In Gewapend Beton 1919, Nr. 11, wird die von dem belgischen Ingenieur V. Muzak erfundene Bauweise vorgeführt, die durch Verwendung fertiger Hohlständer, in deren Hohlkanal Fuß und Kopf mit Zapfen eingreifen, gekennzeichnet ist. Der Hohlkanal soll mit Sand ausgefüllt werden, sodaß die durch die Zapfen übertragenen Druckkräfte einen Druckzustand in der Sandfüllung erzeugen. Als Anwendungsgebiet war ursprünglich nur der Bergbau gedacht. Jetzt wird versucht, auch im Hochbau diese Bauweise einzuführen.

Wetterschacht in Eisenbeton auf dem Steinkohlenbergwerk Gladbeck. Die D. B. Ztg. 1919, Mitt. f. Z. u. Bet., Nr. 11, entnimmt der Zeitschr. Glückauf 1919, Nr. 12 u. 13 Angaben über die Herstellung eines Eisenbeton-Senkschachtes von 8,5 m Durchmesser.

Emscherbrunnen in Eisenbeton für die Kanalisation in Rostock. Kurze Beschreibung des Bauvorganges bei der Herstellung von 12 Emscherbrunnen, die nach Art der Brunnengründung versenkt worden sind. Auszug aus Gesundheits-Ingenieur 1919, Nr. 2, in D. B. Ztg. 1919, Mitt. für Zement und Beton, Nr. 9.

### 7. Schiffbau.

### VI. Sonstiges.

#### Wirtschaftliches,

#### Personen- und Vereinsnachrichten.

Über die Gestaltung der Ingenieurbauwerke. Von Reg.-Bmstr. Schilling, Meiningen. Verfasser geht der Frage nach: Wie kommt es,

daß in den Werken vieler Ingenieure und leider auch Architekten die Schönheit so selten vollendeten Ausdruck findet? Zentralbl. d. Bauv. 1919, Nr. 55.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der wirtschaftliche Wettbewerb von Eisen und Eisenbeton im Brückenbau. Massen und Kosten sowie Kostenvergleiche von Eisen- und Eisenbetonbrücken von Dr.-Ing. Th. Gesteschi. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1918; mit 24 Abb., 30 Zahlentafeln im Text und 4 Tafeln als Anhang.

Der Verfasser behandelt zunächst allgemein die Frage des Kostenvergleichs von Brücken, die er auf durchaus normale Fälle — mit Recht — beschränkt. Veranschlagt werden Brücken aus beiden Baustoffen und ihre Kosten in Vergleich gestellt, und zwar Balkenbrücken bis 20 m, Bogenbrücken bis 100 m Lichtweite. Die Untersuchungen beziehen sich nur auf Straßenbrücken, da die Eisenbahnbrücken im Verbundbau zunächst noch eine untergeordnete Rolle spielen und sich zudem aus den Ergebnissen der Untersuchung für Straßenbrücken auch Schlüsse auf Brücken unter Gleisen ziehen lassen. Nach Festsetzung der Massen der Überbauten aus Eisen und Eisenbeton für beide vorgenannten Brückenarten werden auf Grund der gewonnenen Ergebnisse aus der Massenermittlung die Kosten bestimmt, wobei selbstverständlich alle Kosten bis zur vollkommenen Fertigstellung der Brücke Berücksichtigung finden. Die Arbeit giftelt in dem Ergebnisse, daß bis zu den oben genannten Lichtweiten (20 bzw. 100 m) die Verbundbrücken mit den Eisenbrücken durchaus in Wettbewerb zu treten vermögen. Gewölbe mit Überschüttung (bis zu 60 m l.w. untersucht) sind um rd. 37% billiger als die entsprechenden eisernen Zweigelenkbögen. Bei Gewölben mit aufgelösten Zwickeln beträgt diese Zahl 11%; bei rd. 90 m sind die Kosten für diese letzten Bauten erst einander gleich. Am wirtschaftlichsten sind bei geeignetem Abstände der Hauptbögen die Verbundbrücken mit einzelnen Bogenrippen. Hier wird i. M. eine Kostensumme von 18% erspart. Der Kostengleichwert liegt etwa bei 100 m. Bei Verbundbrücken mit Zugband liegt die Grenze der gleichen Kosten bei rd. 82 m; hier werden i. M. 19% an Kosten erspart. Wenn auch manche der Grundlagen, auf denen sich diese Schlüsse aufbauen, nicht einwandfrei ist, wenn namentlich auch die geringe Beanspruchung des Eisens in der Eisenbrücke von nur 800 kg/qcm zu erheblichen Bedenken Veranlassung gibt, zumal bei den Verbundbauten 900 bzw. 1000 kg/qcm nach den neuen Bestimmungen von 13. I. 19 zugelassen sind, so ist die Arbeit als Gesamtleistung doch recht bedeutungsvoll in ihrem Gesamtaufbau, der Art ihrer Durchführung und der Lösung der Einzelfragen. Deshalb stellt sie einen wertvollen Beitrag dar für die Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonbaues namentlich dem Eisenbau gegenüber, auf dem für verwandte Gebiete weiter geforscht und aufgebaut werden kann.

M. F.

## DRUCKFEHLER-BERICHTIGUNG.

In der Abhandlung „Durchbiegnungsformeln“ muß Seite 201 in der Figur 9  $\frac{1}{2}$  statt  $\frac{x}{2}$ , ferner in der Figur 10  $\frac{1}{2}$  statt 1 gesetzt werden.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.