

ARMIERTER BETON.

1913. FEBRUAR.

INHALT:

- Die Festhalle in Breslau. Von Stadtbaupinspektor Dr.-Ing. Trauer (Breslau) und Direktor Dr.-Ing. Gehler (Dresden). S. 49.
- Einige österreichische Ausführungen von Hochbauwerken in Eisenbeton. Nach Berechnungen und Entwürfen von Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Wien). (Schluß von S. 14.) S. 66.
- Neuere amerikanische Betonierungsmethoden. Mitgeteilt von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin) S. 71.
- Ein Beitrag zur Theorie der Stockwerkbinder. Von Dipl.-Ing. Hans Leitner (Leipzig). (Schluß von S. 21.) S. 76.
- Tabellen zur Ermittlung der Eiseneinlagen doppelt armerter Balken. Von Baumeister Ernst Geyer (Leipzig). S. 81.
- Neue Versuche des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines und des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Besprochen von Dipl.-Ing. F. l'Allemand (Wesel a. Rh.). S. 86.
- Literaturschau. S. 93.
- Wirtschaftliche Rundschau: Erhöhung der Wirtschaftlichkeit durch moderne Arbeitsverfahren (System Taylor). Von Professor A. Wallichs (Aachen). (Schluß von S. 44.) S. 96. — Verschiedene wirtschaftliche Mitteilungen. S. 103.
- Selbstanzeigen: Apparat zur Ermittlung der Lage der Nulllinie einfach und doppelt bewehrter Platten und Plattenbalken sowie zum Spannungsnachweis und zur Dimensionierung. Von Ingenieur Ignaz Olexinzer (Wien). S. 104.
- Mitteilungen über Patente. S. 106. — Verschiedene Mitteilungen. S. 106. — Bücherbesprechungen. S. 106.
- Neue Bücher. S. 106.

DIE FESTHALLE IN BRESLAU.

Von

Dr.-Ing. Trauer, Stadtbaupinspektor in Breslau,

und Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden.

Zur Erinnerung an die ruhmreiche Erhebung des deutschen Volkes zum Kampfe gegen die napoleonische Knechtschaft im Jahre 1813 veranstaltet die Stadt Breslau eine Ausstellung, welche die Freiheitskriege im Rahmen der Kunst und Kultur ihrer Zeit darstellen soll. Von den inmitten des prächtigen Scheitniger Parkes nach einem großzügigen Plane errichteten Ausstellungsgebäuden ist das bedeutendste die große Festhalle. Sie ist zugleich als dauerndes Denkmal zur Erinnerung an die große Zeit gedacht und soll eine Stätte für szenische, musikalische und sportliche Veranstaltungen sowie für Feste und Kongresse werden.

Die Festhalle ist ein Werk des Stadtbaurates Berg. Sie besteht aus einem zentralen Kuppelbau von 42 m Höhe und 65 m lichtigem Durchmesser, an den sich in den beiden Hauptachsen vier halbkreisförmige Apsiden anschließen, so daß ein von konstruktiven Einbauten freier Raum von 95 m größter Erstreckung in den Hauptachsen und von rd. 5500 qm Fläche geschaffen ist. Diesen

Mittelbau umschließen einstöckige Ringbauten, welche die Nebenräume aufnehmen und im übrigen Ausstellungszwecken dienen sollen. Die Eingänge

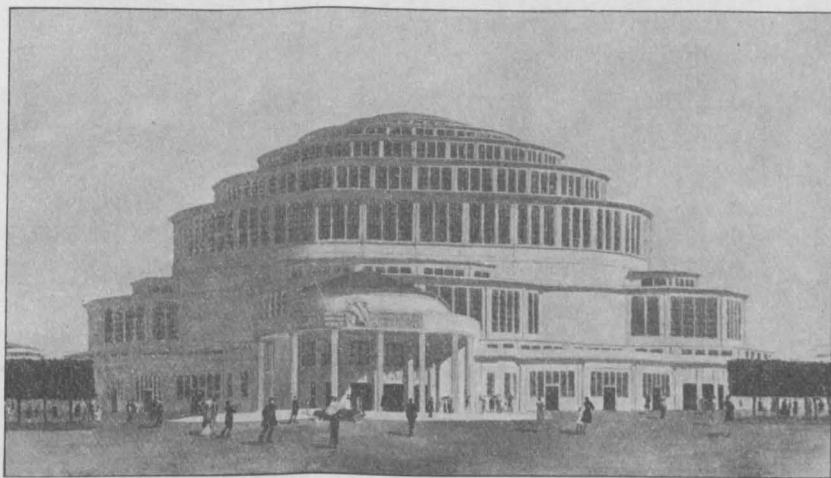


Fig. 1. Fertige Halle.

liegen in den Hauptachsen; der westliche, stadtseitige ist als Haupteingang ausgebildet worden und enthält über der Eintrittshalle einen Empfangssaal, von dem aus man zur Kaisertribüne gelangt. Dieser gegenüber wird die Sängertribüne mit einer 200-stimmigen Orgel, dem größten bisherigen Werke erbaut, während in den anderen beiden Apsiden 5 m weit auskragende Balkone ange-

ordnet sind. Für die szenischen Vorführungen soll im Innern der Halle noch ein Amphitheater errichtet werden, das rasch aufgestellt und wieder beseitigt werden kann. Die Halle bietet Sitzplätze für fast 6000 Personen oder Stehplätze für annähernd 10 000. Die Kuppel weicht in ihrer Erscheinung wesentlich von den allgemein üblichen Formen ab. Die Raumumschließung wird nicht durch eine Kugelfläche gebildet, sondern durch Abtreppungen aus wagerechten ringförmigen Decken und senkrechten zylindrischen Fensterwänden. Da diese senkrechten Fensterflächen dem Verschmutzen und der Verdunkelung durch Schnee nicht ausgesetzt sind, so werden die Lichtverhältnisse sehr gute sein. Das gleiche Motiv ist auch bei den Apsiden wiederholt, lediglich die niedrigen Ringbauten erhalten Oberlichte in üblicher Ausbildung.

Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden, der außerdem noch die konstruktive Durchbildung oblag. Die Berechnung, Konstruktion und Ausführung der einstöckigen Ringbauten ist durch die Firma Lolat Eisenbeton, A. G. in Breslau bewirkt worden.

I. Allgemeine Wirkungsweise.

Es stand von vornherein fest, daß bei den ungewöhnlich kühnen Formen und Abmessungen des Bauwerkes das Traggebilde so klar, als es möglich war, ausgebildet werden mußte, und daß ungünstig wirkende statische Unbestimmtheiten durch Einfügen von Gelenken, Trennfugen und durch ähnliche Maßnahmen ausgeschaltet werden mußten. So wurde der Kuppelbau in zwei scharf getrennte Gebilde zerlegt, die eigentliche Kuppel von 65 m l. W. und rd. 23 m Höhe und den rd.

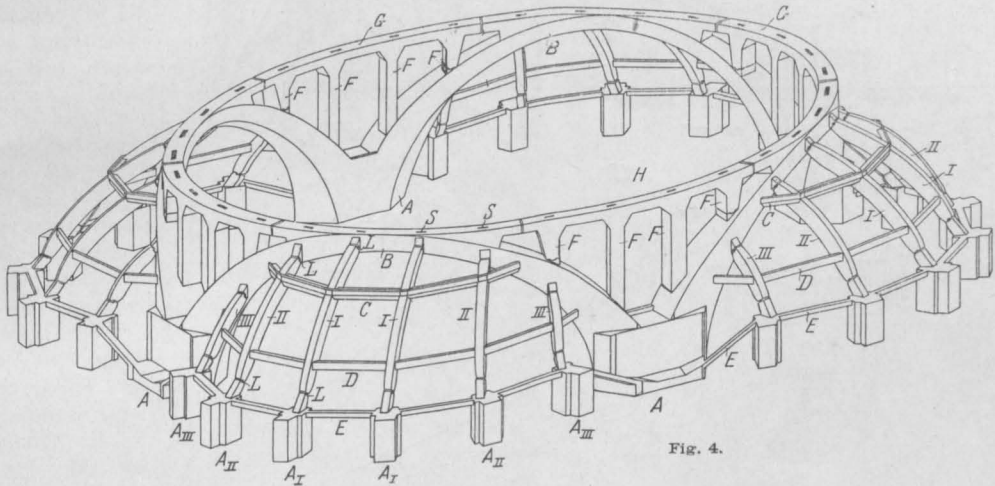


Fig. 4.

TEIL I.

Von Dr.-Ing. Trauer.

Die statische Berechnung.

Wiewohl der raumkünstlerische Gedanke und die Wahl des Traggebildes allein das Werk des Architekten ist, so mußte doch von Anfang an neben die architektonische Bearbeitung die ingenieurtechnische Durcharbeitung treten. Im Gegensatz zu der üblichen Gepflogenheit bei Hochbauten wurde bereits vor der Ausschreibung der Arbeiten von der Bauverwaltung eine umfangreiche Berechnung für die Haupttraggebilde aufgestellt, um die Abmessungen im großen und ganzen festzulegen, die Ausführbarkeit zu erweisen und brauchbare, einheitliche Unterlagen für die Ausschreibung zu schaffen. Die endgültigen Berechnungen der Haupttragteile sind dann im wesentlichen nach den Richtlinien der Bauverwaltung aufgestellt und sind die gemeinsame Arbeit dieser und der ausführenden Firma

19 m hohen Kuppelunterbau. Das Kuppeltragwerk wird gebildet aus 32 halben Rippen, die sich oben gegen einen Druckring von 14,40 m l. W., unten gegen einen Zugring stützen. Die Kuppel ruht auf dem Unterbau mittels 32 radial beweglicher Stelzenlager mit Tangentialkippvorrichtung, so daß der Unterbau frei von allen Horizontalschüben bleibt, die beim Ausrüsten und bei Wärmeänderung der Kuppel im Falle einer festen Verbindung mit dem Unterbau auftreten würden. Die Windkräfte werden infolge der radialen Stellung der Stelzen in den Unterbau in tangentialer, also der Richtung übertragen, in der dieser die größte Widerstandsfähigkeit gegen wagerechte Kräfte besitzt. Der Kuppelunterbau ist ein statisch äußerst schwieriges Gebilde und gegen unvorhergesehene Einflüsse ziemlich empfindlich, weshalb außer den reinen Tragteilen noch mehrere wesentlich aussteifende Hilfsglieder angeordnet sind (Fig. 4). Von vier wuchtigen Eckpfeilern A aus steigen vier auch im Grundriß kreisförmig

geführte Hauptbogen B von 41,236 m Weite und 16,73 m Pfeilhöhe über den Hallenfußboden empor. Sie stützen sich zur Aufnahme der beträchtlichen wagerechten Kräfte, die infolge des kreisförmigen Grundrisses auftreten, in jeder Apside gegen vier

handen, die aber an der Übertragung der Hauptkräfte vermöge ihrer Lagerung nicht teilnehmen können. Zur Erzielung möglichst zentrischer Kraftübertragung sind die Binder I und II an den oberen und unteren Kämpfern mit Stahlkugel-

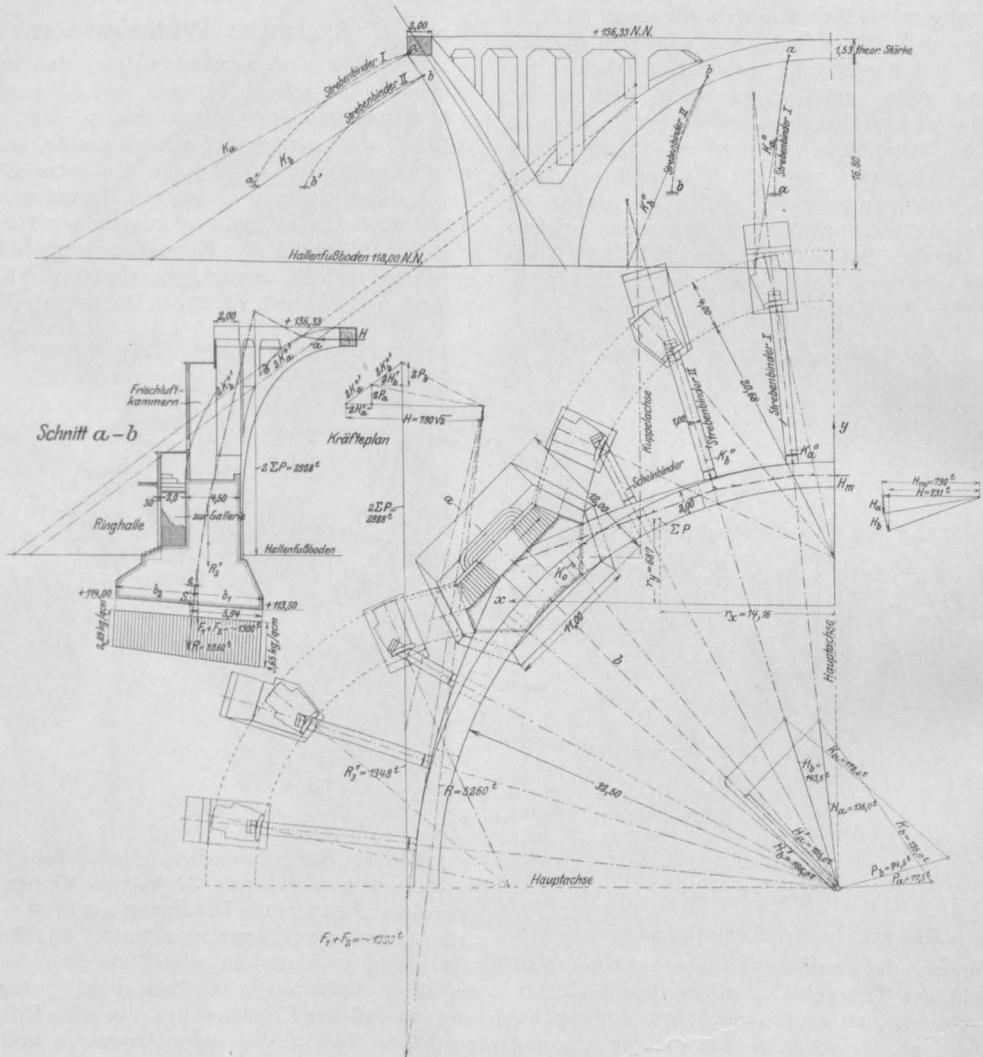


Fig. 5.

Berechnung des Hauptbogenfundamentes.

Strebenbinder I und II, welche in straffer, wenig gekrümmter Linie nach den Strebepfeilern A_1 und A_2 geführt sind und die außer den Seitenkräften des Hauptbogens und ihrem Eigengewichte noch die Lasten der Apsidenaufbauten aufzunehmen haben. Außer diesen tragenden Strebenbindern sind aus architektonischen Gründen noch zwei seitliche kürzere Binder III in jeder Apside vor-

lagern L versehen. Die Knicksicherheit in seitlicher Richtung wird durch eine obere und eine untere Aussteifungsrippe C und D, die auf Vorschlag der Firma eingefügt worden sind, erhöht. Unmittelbar unter den Füßen der Strebenbinder ist in der Höhe des Galerieumganges noch ein Zugband E eingeschaltet, das im Grundriß vieleckig die Strebenpfeiler verbindet und in den vier

Hau tern ver-
vanke tern Es
wird ins lere
dann Kraie
erhalten, wenn alle
oder einzelne der
Strebenfundamente
zu unregelmäßigen
Setzungen, namentlich
zu Drehungen nach außen
neigen sollten. Die Kuppel-
lasten werden durch
kürzere oder längere
Pfosten F in die Hauptbögen
geleitet. Der obere
Abschlußring G des Unterbaues
in Höhe des Bogenscheitels
ist an 8 Stellen durch-
geschnitten, damit er
frei von Neben-
spannungen beim
Ausrüsten und bei
Wärmeänderung bleibt
und keine radialen
Kräfte auf den Unterbau
ausüben kann. Die 4
Pfosten über jedem
Hauptpfeiler sind zu
einem sogenannten
Windrahmen H
zusammengefaßt,
der bei diagonaler
Windrichtung den
gesamten Winddruck
auf eine Kuppelhälfte
aufzunehmen hat. Zur
Verringerung der
Neben-
spannungen und zur
Vereinfachung des
Systems sind die
zwei äußeren der
4 Pfosten mit Gelenken
auf den Hauptbögen
gelagert.

II. Fundamente.

Die Ermittlung der auf das

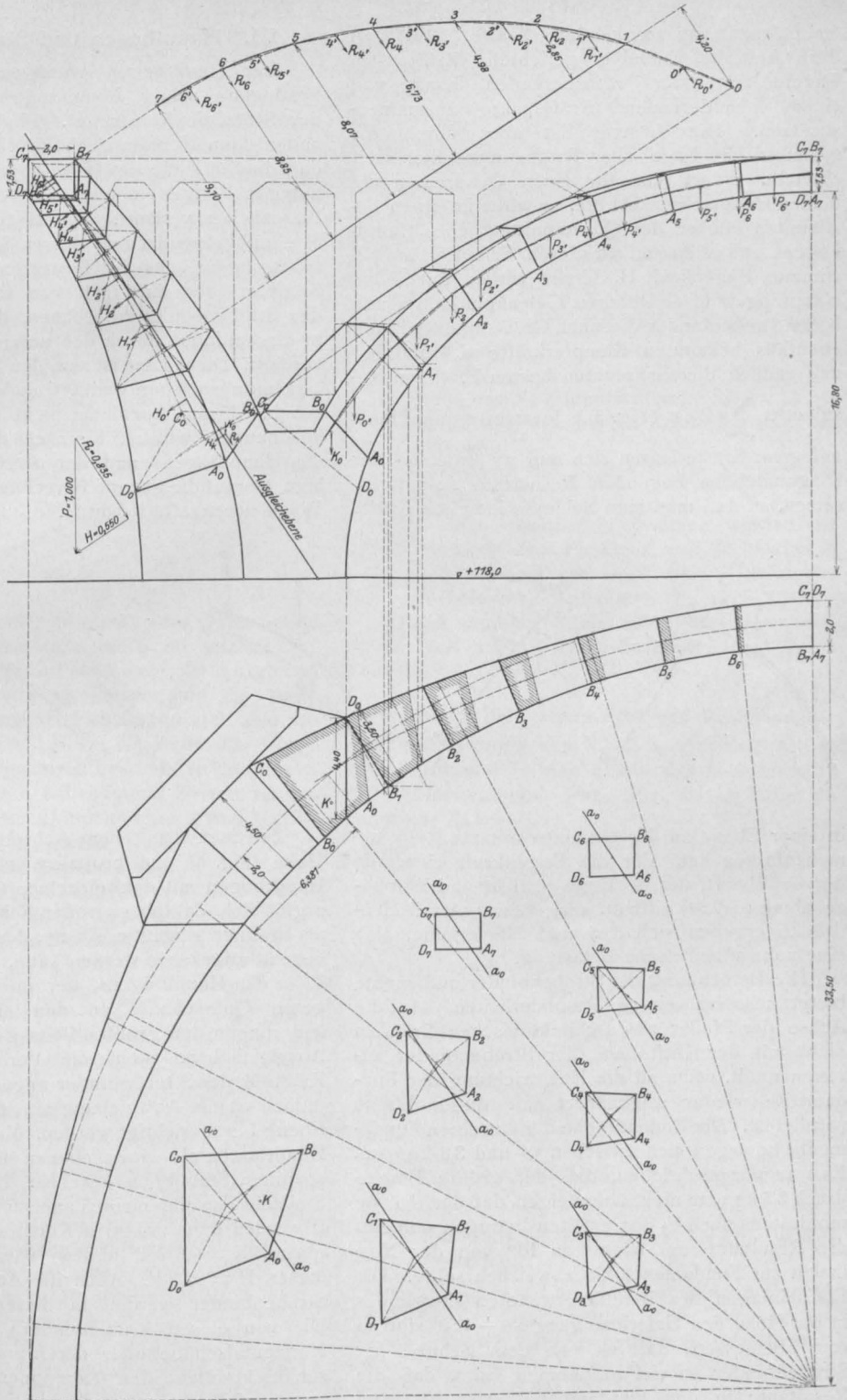


Fig. 6.
Hauptbogen. (Maßstab 1 : 300.)

Hauptfundament wirkenden Kräfte führt zu der Aufgabe, beliebig gerichtete Kräfte im Raume zu einer resultierenden Kraft und einem resultierenden Kräftepaare zusammenzusetzen. Die Lösung ist aber durch die symmetrische Lage aller Kräfte wesentlich vereinfacht. Führt man für einen Quadranten die beiden Hauptachsenschnitte, so wirkt in einem bestimmten Punkte des Querschnittes jedes Hauptbogens und senkrecht zu diesem Schnitte eine bestimmte Bogenkraft H , ferner wirken auf jeden Hauptbogen in den oberen Gelenkpunkten a und b der Strebenbinder die nach Größe und Richtung ebenfalls bekannten Kämpferkräfte K_{a^0} und K_{b^0} und endlich die senkrechten Lasten P , deren Resultante $\sum P$ ist (Fig. 5). Je zwei symmetrisch

gelegene Kräfte lassen sich nun zu einer in der Diagonalebene liegenden Resultante zusammensetzen, so daß man zum Schlusse lediglich Kräfte

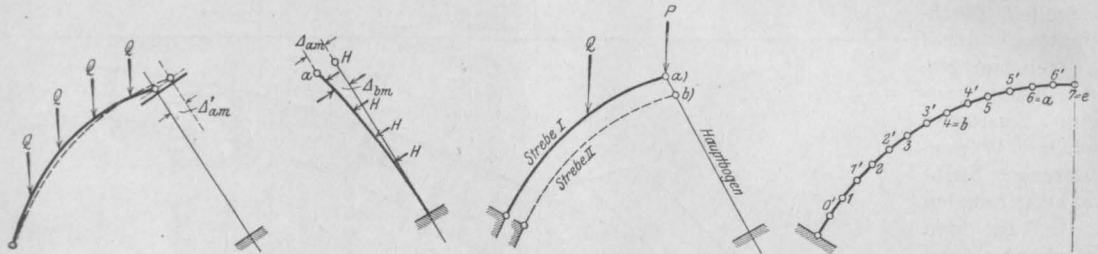


Fig. 7.

in einer Ebene zu der Gesamtresultante R zusammenzufassen hat. Für die Bogenkraft H wurde der Größtwert, der bei Eigengewicht und Wärmezunahme ($+7,5^\circ$) auftritt, eingeführt. Als Bodendrücke ergeben sich 3,65 und 2,89 kg/qcm, also eine nahezu zentrische Belastung.

Die Berechnung der Strebenbinderfundamente bietet insofern einige Besonderheiten, als die Achse der Pfeiler aus architektonischen Gründen nicht mit der Kraftebene der Strebenbinder zusammenfällt, während die Hauptrichtung der Fundamente wieder angenähert mit dieser Ebene parallel ist. Die Bodendrücke der einzelnen Fundamente bewegen sich zwischen 1,4 und 3,3 kg/qcm. Es war vorgeschrieben, daß der größte Bogendruck 3,5 kg/qcm nicht übersteigen, daß der kleinste mindestens noch $\frac{1}{3}$ des größten betragen und daß die Resultante um höchstens 10° von der Normalen zur Fundamentsohle abweichen sollte. Die Eiseneinlagen des bereits erwähnten Zugbandes in der Höhe des Galerieumganges ($+4,50$) sind so stark bemessen, daß es von dem Schube der Strebenbinder so viel aufnehmen kann, daß die Resultante in den Fundamenten etwa bis zum Sohlschwerpunkte abgelenkt wird, der Bodendruck also ganz gleichmäßig verteilt wird (Fig. 13).

III. Hauptbogen und Strebenbinder.

Der Hauptbogen wurde zur angenäherten Festlegung seiner Abmessungen zunächst nach der Stützlinie konstruiert. Die Strebenbinder erhalten dann Horizontalschübe von solcher Größe, daß die Stützlinie des Hauptbogens in Grundrisse polygonal unter möglicher Anlehnung an die Bogenachse verläuft. Die Horizontalkraft jedes Strebenbinders ist mit dessen Lasten zusammenzusetzen, und es ist ferner in dessen oberem Kämpfer noch eine Last von solcher Größe auf den Strebenbinder zu rechnen, daß die Stützlinie in diesem auch durch den unteren Kämpferpunkt verläuft. Diese Last ist von den Lasten des Hauptbogens abzuziehen und vermindert dessen Bogen Schub. Unter Annahme nicht zu hoher Betonspannungen wurden hiernach die Abmessungen des Hauptbogens und der Strebenbinder festgelegt, worauf die genaue Berechnung auf folgendem Wege durchgeführt wurde.

Zeichnet man einen Achsenschnitt durch die Halle (Fig. 6) und projiziert man auf diesen den Hauptbogen mit den einzelnen Querschnitten, so ergibt sich, daß ohne großen Fehler die Stabachse als in einer geneigten Ebene, der Ausgleichsebene, liegend angesehen werden kann, vor allem in dem Teile des Hauptbogens, der infolge seiner geringeren Querschnitte zu den elastischen Formänderungen den größten Beitrag liefert. Zu dieser Ausgleichsebene steht die Verbindungslinie der Kämpfer der Strebenbinder angenähert senkrecht, jedoch ist die Abweichung von der Normalen zur Ebene berücksichtigt worden. Man kann jetzt den Hauptbogen als einen ebenen beiderseits eingespannten Stabbogen ansehen. Die lotrechten die Stabachse im allgemeinen nahezu treffenden Lasten P werden nun zerlegt in Kräfte in der Ausgleichsebene, $R = 0,835 P$ und in solche senkrecht zu dieser, $H = 0,55 P$. Auch die Auflagerdrücke der Strebenbinder werden in dieser Weise zerlegt. Die von diesen Strebenbindern aufzunehmenden Horizontalschübe oder deren zur Ausgleichsebene senkrecht stehenden Komponenten X_a und X_b lassen sich nunmehr als statisch unbestimmte Größen eines senkrecht zu seiner Ebene durch Kräfte H beanspruchten in sich ebenfalls noch

statisch unbestimmten beiderseits eingespannten Stabbogens auffassen.

1. Einwirkung der Kräfte senkrecht zur Ausgleichsebene.

Denkt man sich die Verbindung des Hauptbogens mit den Strebenbindern gelöst, so verbiegen die Lasten H den Hauptbogen aus der Ausgleichsebene und zwar in den Punkten $6 = a$ und $4 = b$ um die Maße \mathcal{A}_{am} und \mathcal{A}_{bm} (Fig. 7).

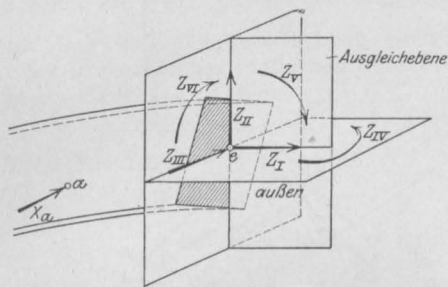


Fig. 8.

Die Lasten Q der Strebenbinder verschieben deren obere Endpunkte a und b im statisch bestimmten Hauptnetz auf senkrecht zur Ausgleichsebene geführten Auflagerflächen um die Maße \mathcal{A}'_{am} und \mathcal{A}'_{bm} . Insgesamt entfernen sich also die Anschlußpunkte a und b um die Maße $\mathcal{A}_{am} + \mathcal{A}'_{am}$ und $\mathcal{A}_{bm} + \mathcal{A}'_{bm}$ im statisch bestimmten Hauptnetz.

Für das statisch unbestimmte System ist die Verschiebung dieser Doppelpunkte a und b von Streben und Bogen gleich Null; es wirken also auf die Streben a und b und den Hauptbogen je 2 Kräfte X_a und X_b , welche die Entfernung der Anschlußpunkte zu Null machen.

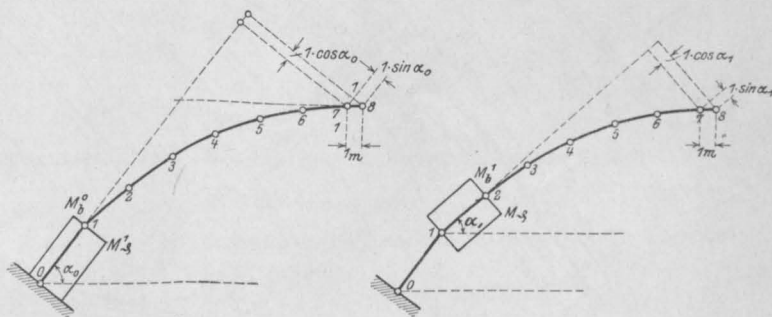
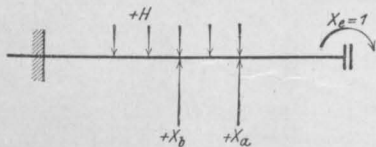


Fig. 9.

Zur Bestimmung der Verbiegungen des Hauptbogens wird in folgender Weise vorgegangen:

Der Hauptbogen wird im Mittelpunkt $7 = e$ durch einen Hauptachsenschnitt getrennt und es werden die in der Trennfuge wirkenden Kräfte bestimmt. Diese sind ganz allgemein eine Normalkraft Z_I , zwei Scherkräfte Z_{II} und Z_{III} , zwei Biegemomente Z_{IV} und Z_V und ein Torsionsmoment Z_{VI} (Fig. 8). Bei symmetrischer Belastung und Belastung lediglich durch die X - oder H -Kräfte vereinfacht sich der Kräftezustand wesentlich. Es fallen zunächst weg Z_{II} , Z_{III} und Z_{VI} , es fällt weiter fort Z_I und Z_V , da bei der Geringfügigkeit

der Verbiegungen für jeden Punkt unter Einwirkung der H -Kräfte lediglich die Bewegungen senkrecht zur Ausgleichsebene in Frage kommen, während die Verschiebungen in der Ausgleichsebene unendlich kleine Größen zweiter Ordnung sind.

Es bleibt als unbekannte Kraft lediglich das Moment $Z_{IV} = X_e$ übrig und die als äußere Kräfte anzusehenden unbekanntenen X_a und X_b in den Gelenkpunkten a und b .

Man betrachtet mit Vorteil drei Systeme, deren jedes innerlich nur einfach statisch unbestimmt ist:

1. Einwirkung der äußeren Kräfte H und des Momentes X_e (Hauptsystem),
2. Einwirkung der beiden Kräfte X_a und des Momentes X_e ,
3. Einwirkung der beiden Kräfte X_b und des Momentes X_e .

Für jedes dieser drei Systeme werden die Verschiebungen der Punkte a und b bestimmt; man erhält alsdann nur noch zwei Gleichungen mit den beiden Unbekannten X_a und X_b , die wesentlich weniger empfindlich gegen Ungenauigkeiten sind als 3 Gleichungen mit den 3 Unbekannten X_a , X_b und X_e .

a) Ermittlung der Verbiegungen und Verdrehungen.

Zur Ermittlung von X_e ist die Verbiegung des Querschnittes e in der Ebene des Momentes X_e zu bestimmen und zwar für die 3 Fälle H , $X_a = -1$, $X_b = -1$.

a) Einwirkung der H -Kräfte und Zustand $X_e = -1$ mt.

Der Maxwellsche Satz lautet für die vorliegende Anwendung:

Eine Kraft $H = 1$ in einem beliebigen Punkte m verbiegt den Querschnitt e in der Richtung des Momentes X_e um das gleiche Maß, wie ein Moment $X_e = 1$ in e den Punkt m in der Richtung der Kraft $H = 1$ verschiebt.

Hiernach ergibt sich die Verbiegung von e unter den Lasten H aus der Einflußlinie, welche die Biegelinie für $X_e = -1$ ist.

ist alsdann die wahre Neigung der Biegelinie am Ende der Belastungsfläche*). Die Werte J sind dabei die Trägheitsmomente bezogen auf die in der Ausgleichsebene liegende Querschnittsachse. Die Verbiegung des Stabzuges 0, 1, 2 . . . 7, 8 erfolgt senkrecht zur Bild- oder Ausgleichsebene und zwar liegen alle Punkte außerhalb des gebogenen Stabteiles 0/1 in einer Ebene, deren Drehachse $t_1 t_1$ senkrecht zu 0/1 steht, durch den Schwerpunkt S_1 der Belastungsfläche geht und die sich gegen die Bildebene um den Winkel $\varphi = \frac{w}{E}$ dreht. Das Maß der Verschiebung eines um ρ von der Drehachse $t_1 t_1$ entfernten Punktes senkrecht zur Bildebene ist dann

$$d_m^{(1)} = c_m^{(1)} \operatorname{tg} \beta^{(1)},$$

z. B. für Punkt 6

$$\begin{aligned} d_6^{(1)} &= c_6^{(1)} \operatorname{tg} \beta^{(1)} \\ &= c_6^{(1)} \frac{w^{(1)}}{E}. \end{aligned}$$

Die sämtlichen Verschiebungen $d_1^{(1)}, d_2^{(1)} \dots d_8^{(1)}$ werden im Grundriß aufgetragen, ihre Verbindungslinie gibt die Verbiegung des Stabzuges im Grundriß, d. h. senkrecht zur Ausgleichsebene, durch $M_e = -1$, wenn zunächst nur die Stabstrecke 0/1 betrachtet wird, ein Fall, der z. B. tatsächlich eintreten könnte, wenn die Trägheitsmomente sämtlicher übrigen Stabteile von 1—8 unendlich groß wären, also diese Teile sich nicht verbiegen könnten.

In gleicher Weise wird der Beitrag der Strecken 1/2, 2/3 usw. zu den Verbiegungen ermittelt. Es biegt 1/2 um eine Achse $t_2 t_2$ durch den Schwerpunkt der Belastungsfläche $M_b : J$ um den Winkel

$$\beta^{(2)} = \frac{w^{(2)}}{E}.$$

Punkt 6 z. B. verschiebt sich dann senkrecht zur Bildebene um das Maß

$$d_6^{(2)} = c_6^{(2)} \operatorname{tg} \beta^{(2)} = c_6^{(2)} \frac{w^{(2)}}{E}.$$

Sämtliche Werte sind rechnerisch ermittelt worden. In Fig. 10 sind die Verbiegungswinkel β in 100 000 facher Größe aufgetragen, die Verschiebungen werden bei einem Längenmaßstabe 1:200 also $\frac{100\,000}{200} = 500$ fach.

Bestimmung der Verdrehungen.

In ähnlicher Weise wie zuvor werden auch die Verdrehungen der einzelnen Stabstrecken einzeln ermittelt.

Mangels Unterlagen für die Verdrehung von

Querschnitten beliebiger unregelmäßiger Form ist hier die zulässige Annahme gemacht, daß alle Querschnitte Quadrate seien. Für diese ist der Verdrehungswinkel eines Stabteiles von der Länge s unter Einwirkung eines Drehmomentes $M\vartheta$

$$\vartheta = \frac{7,2}{h^4} \cdot \frac{M\vartheta}{G} \cdot s, \text{ gemessen in Bogenmaß, worin } h = \text{Seitenlänge des Querschnittes, } G = \text{Gleitmaß ist.}$$

Man kann setzen $h^4 = F^2$. Für das Gleitmaß soll mangels ausreichender Versuchszahlen ein Mittelwert

$$G = 0,385 E = \frac{21\,500\,000}{15} \cdot 0,385 = 550\,000 \text{ t/qm}$$

gesetzt werden. Dann erhält man

$$\vartheta = \frac{13,1}{10^6} \cdot \frac{M\vartheta s}{F^2} = \frac{13,1}{10^6} \cdot W \text{ t/m}^2,$$

$M\vartheta$ in tm, s in m, F in qm ausgedrückt. Die Werte $\frac{M\vartheta}{F^2}$ sind in Fig. 10 neben den einzelnen

Stabstrecken aufgetragen, die einzelnen Werte

$$W = \frac{M\vartheta s}{F^2}$$

sowie

$$100\,000 \vartheta = 1,31 W$$

sind wiederum rechnerisch ermittelt worden.

Unter alleiniger Berücksichtigung von $M\vartheta$ im Stabteil 0/1 drehen sich die einzelnen Stabpunkte 2, 3, . . . 7, 8 um die Achse 0/1, die Punkte verschieben sich um die Maße

$$d_m^{(1)} = \vartheta^{(1)} e_m^{(1)},$$

z. B. Punkt 6 um

$$d_6^{(1)} = \vartheta^{(1)} e_6^{(1)}.$$

Die Verschiebungen werden im Grundriß aufgetragen.

Für die nächste Stabstrecke 1/2 ist ϑ in gleicher Weise aus $\frac{M\vartheta}{F^2}$ zu ermitteln, die Verdrehung erfolgt um die Achse 1/2, die Verschiebungen sind

$$d_m^{(2)} = \vartheta^{(2)} e^{(2)},$$

z. B. für 6

$$d_6^{(2)} = \vartheta^{(2)} e_6^{(2)}.$$

Alle Verschiebungen der einzelnen Punkte werden zusammengezählt.

In Fig. 10 sind die 100 000fachen Verdrehungen aufgetragen, die Verschiebungen betragen also mit dem Längenmaßstab 1:200 das 500fache der wahren Werte. Diese Werte sind zum Schluß zu den Verschiebungen infolge der Biegemomente hinzugezählt.

Die Verdrehungen des Mittelquerschnittes $7 = e$ werden gemessen auf dem parallel zur Kämpferlinie liegenden Eisatzstab 7/8 und zwar

*) Diese ist für jede Stabstrecke in 4 Teile geteilt worden, was in den Figuren des kleinen Maßstabes wegen nicht dargestellt ist.

als die Verschiebungen eines 1 m von Punkt 7 entfernten Punktes, geteilt durch 1 m. Der Ersatzstab ist aus zeichnerischen Gründen länger, nämlich 2,50 m lang gewählt worden. Die Verdrehung ist dann gegeben durch den Ordinatenunterschied von 8 und 7, geteilt durch 2,50 m.

im Punkte 1

$$M_b^{(1)} = 1 p_6^{(1)},$$

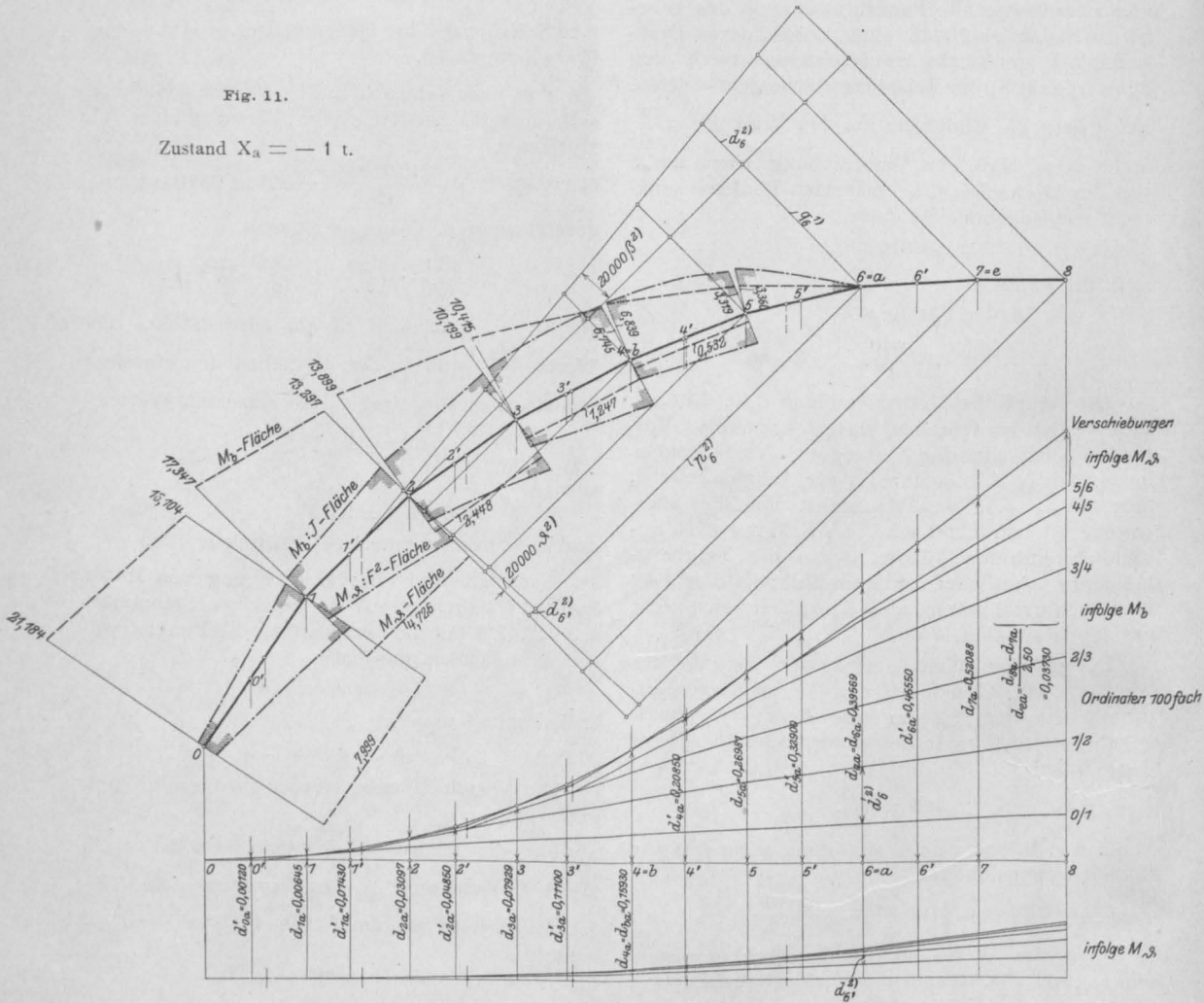
während M_{ν} gleichbleibend

$$M_{\nu}^{(0)} = M_{\nu}^{(1)} = 1 q_6^{(0)}$$

ist, worin p die Abstände des Punktes a von den

Fig. 11.

Zustand $X_a = -1$ t.



Die Verdrehung des Mittelquerschnittes durch die sämtlichen Lasten H ist nun

$$\sum d_e H = \sum H_m d_{m.e.}$$

β) Zustand $X_a = -1$ t.

Eine Einzellast $X_a = -1$ im Punkte 6 = a ruft in den einzelnen Stabteilen wieder Biegungs- und Drehmomente hervor.

Für 0/1 ist im Punkte 0 das Moment

$$M_b^{(0)} = 1 p_6^{(0)},$$

betreffenden Querschnittsflächen, q die Abstände von den betr. Stabachsen sind (Fig. 11).

Die Werte p und q sind rechnerisch bestimmt worden.

Man bildet wieder für die Verbiegungen die Werte $\frac{M_b}{J}$, sucht den Schwerpunkt der w-Fläche und ermittelt den Verbiegungswinkel

$$\beta = \frac{w}{E},$$

die Verschiebungen sind wieder

$$d_m = c_m \cdot \frac{W}{E}$$

Für die Verdrehungen bildet man wieder

$$\frac{M\vartheta}{F^2}, \vartheta = \frac{13,1}{10^6} W, d_m = c_m \vartheta.$$

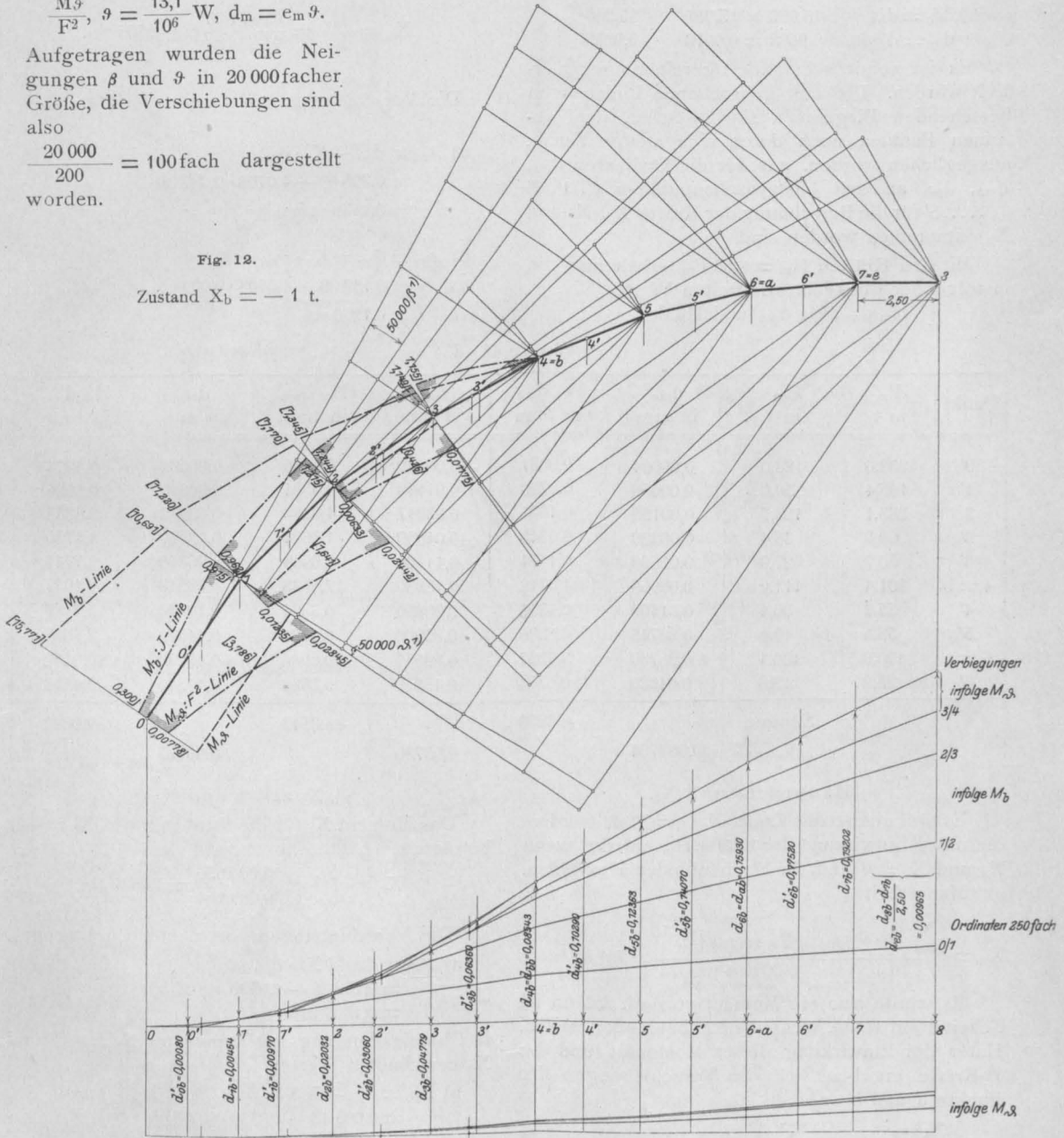
Aufgetragen wurden die Neigungen β und ϑ in 20 000facher Größe, die Verschiebungen sind also

$\frac{20\,000}{200} = 100$ fach dargestellt worden.

der Maßstab für die Winkeländerungen 50 000, die Verschiebungen sind also in $\frac{50\,000}{200} = 250$ facher Größe aufgetragen (Fig. 12).

Fig. 12.

Zustand $X_b = -1$ t.



γ) Zustand $X_b = -1$ t.

b) Berechnung von X_c , X_a und X_b .

In gleicher Weise wie bei $X_a = -1$ werden die Verbiegungen und Verdrehungen und daraus die Verschiebungen für die Einzellast $X_b = -1$ t in Punkt $4 = b$ ermittelt. In der Zeichnung ist

In die Zeichnungen sind die Momente M_b , M_a , die Strecken p , q , c und e und die Werte $M_b : J$, $M_a : F^2$ eingetragen. Sämtliche Zahlen sind berechnete Werte.

Als Probe für die Richtigkeit der Verschiebungen muß sein (100 000fache Werte in m)

		Mittelwert
$d_{ea} = d_{ae}$	3,726 = 3,733	3,730
$d_{ab} = d_{ba}$	15,908 = 15,957	15,930
$d_{be} = d_{eb}$	0,9688 = 0,9618	0,9650

Es ist somit sehr gute Übereinstimmung erzielt worden. Die aus gebrochenen Linienzügen bestehenden Biegelinien sind zwischen den einzelnen Punkten noch durch eine stetige Kurve, ausgeglichen worden, aus der die Ordinaten d_{me} , d_{ma} , d_{mb} an den Lastzwischenpunkten 0', 1', 2', 3', ..., 6' für die Berechnung der Kräfte X_e , X_a und X_b entnommen worden sind.

Mit den Kräften $H_m = 0,55 P_m$ erhält man die in folgender Übersicht ermittelten Werte

$H_m d_{me}$, $H_m d_{ma}$ und $H_m d_{mb}$.

Werte H · d.

Punkt	P_m in t	H_m in t	d_{me} in mm	$H_m d_{me}$ in tmm	d_{ma} in mm	$H_m d_{mn}$ in tmm	d_{mb} in mm	$H_m d_{mb}$ in tmm
0'	232,0	128,0	0,00004	0,0051	0,00120	0,1536	0,00080	0,1024
1'	105,4	58,0	0,00050	0,0290	0,01480	0,8584	0,00870	0,5626
2	235,1	129,7	0,00125	0,1621	0,03097	4,0168	0,02032	2,6355
2'	69,8	38,4	0,00220	0,0845	0,04850	1,8624	0,03060	1,1750
3'	50,7	27,9	0,00600	0,1674	0,11100	3,0969	0,06360	1,7744
4 = b	201,4	111,0	0,00965	1,0712	0,15930	17,6823	0,08543	9,4827
4'	55,2	30,4	0,01400	0,4256	0,20850	6,3384	0,10290	3,1282
5'	35,6	19,6	0,02745	0,5380	0,32900	6,4484	0,14070	2,7577
6 = a	190,0	100,1	0,03730	3,7337	0,39569	39,6086	0,15930	15,9459
6'	25,2	13,8	0,04880	0,6734	0,45550	6,2869	0,17520	2,4178
Summe				6,8900		86,3517		39,9822
d_e			0,009164		0,03730		0,00965	

a) Hauptnetz und X_e .

Es soll zuerst die Kraft X_e ermittelt werden die unter Einwirkung der Kräfte H_m auftritt, wenn X_a und $X_b = 0$ sind, die Strebenbinder also fehlen. Man erhält

$$X_e = \frac{\sum H_m d_{me}}{d_{ee}} = \frac{6,8900 \text{ tmm}}{0,009164 \text{ mm/m}} = 751,86 \text{ tm.}$$

Es würde also ein Moment von rd. 752 tm im Scheitel auftreten, wenn die Strebenbinder fehlten. Unter der Einwirkung dieses Momentes und der H-Kräfte ergeben sich die Verschiebungen der Punkte a und b zu

$$\begin{aligned} \text{a) } \sum H_m \Delta_{ma} &= \sum H_m d_{ma} - X_e d_{ae} \\ &= 86,3517 - 751,86 \cdot 0,03730 \\ &= 58,3073 \text{ mm;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } \sum H_m \Delta_{mb} &= \sum H_m d_{mb} - X_e d_{be} \\ &= 39,9822 - 751,86 \cdot 0,00965 \\ &= 32,7268 \text{ mm.} \end{aligned}$$

β) $X_a = -1$ und X_e .

Es soll für den Fall einer äußeren Kraft $X_a = -1$ die Unbestimmte X_e ermittelt werden.

$$X_e = \frac{d_{ae}}{d_{ee}} = \frac{0,037300}{0,009164} = 4,0703 \text{ tm.}$$

Die Verschiebung von a und b beträgt:

$$\begin{aligned} \text{a) } \Delta_{aa} &= d_{aa} - X_e \cdot d_{ae} \\ &= 0,39569 - 4,0703 \cdot 0,03730 \\ &= 0,2439 \text{ mm;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } \Delta_{ba} &= d_{ba} - X_e \cdot d_{be} \\ &= 0,15930 - 4,0703 \cdot 0,00965 \\ &= 0,1200 \text{ m.} \end{aligned}$$

γ) $X_b = -1$ und X_e .

Das Moment X_e für die Strebenkräfte $X_b = -1$ beträgt:

$$X_e = \frac{d_{be}}{d_{ee}} = \frac{0,009650}{0,009164} = 1,0530 \text{ tm.}$$

Die Verschiebungen von a und b betragen:

$$\begin{aligned} \text{a) } \Delta_{ab} &= d_{ab} - X_e \cdot d_{ae} \\ &= 0,15930 - 1,0530 \cdot 0,03730 \\ &= 0,1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

in Übereinstimmung mit dem unter $X_a = -1$ und X_e errechneten Werte;

$$\begin{aligned} \text{b) } \Delta_{bb} &= d_{bb} - X_e \cdot d_{be} \\ &= 0,08543 - 1,0530 \cdot 0,00965 \\ &= 0,0753 \text{ mm.} \end{aligned}$$

d) Verschiebungen der Strebenbinder durch die Eigenlasten und durch die X-Kräfte.

In das System sind jetzt noch die Verschiebungen der Strebenbinder einzuführen und zwar für das hier innerlich mit X_e einfach unbestimmte

Hauptnetz sowie für die Zustände $X_a = -1$ und $X_b = -1$.

Die Lasten betragen für Strebenbinder:

I.	II.
$G_1 = 12,7 \text{ t}$	$G_1 = 12,2 \text{ t}$
$G_2 = 13,8 \text{ „}$	$G_2 = 12,9 \text{ „}$
$G_3 = 15,4 \text{ „}$	$G_3 = 12,9 \text{ „}$
$P = 33,0 \text{ „}$	$P_+ = 26,4 \text{ „}$
$G_4 = 10,8 \text{ „}$	$G_5 = 14,2 \text{ „}$
$G_5 = 10,1 \text{ „}$	

Mit Hilfe der w-Kräfte sind in bekannter Weise für eine Kämpferkraft $H = 1$ die Verschiebungspläne gezeichnet worden, in Fig. 13 ist die Untersuchung für den Strebenbinder II wiedergegeben.

Der Verschiebungsplan ergibt in der Richtung der Kräfte G und P die in folgender Übersicht aufgeführten Verschiebungen und mit den Lasten P_m die Werte $P_m \delta_{ma}$, welches die Verschiebungen des oberen Kämpferpunktes in der Richtung der Kämpferlinie sind.

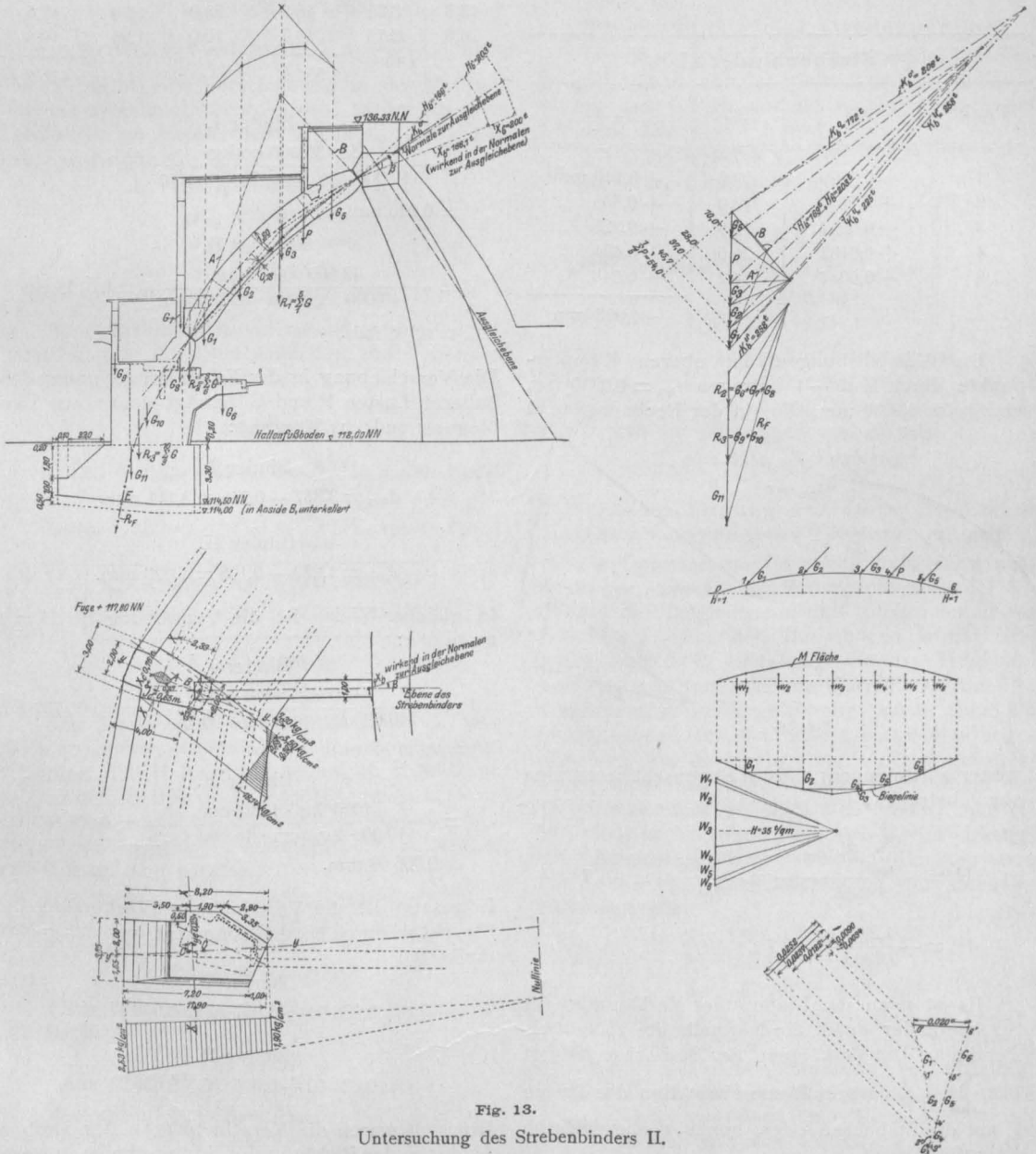


Fig. 13.

Untersuchung des Strebenbinders II.

Strebenbinder I.

Punkt	δ_{ma}	P_m	$P_m \delta_{ma}$
1	+0,0141	12,7	+0,179 mm
2	+0,0393	13,8	+0,542 "
3	+0,0480	48,8	+2,340 "
4	+0,0300	10,8	+0,324 "
5	-0,0030	10,1	-0,030 "
			+3,355 mm

Strebenbinder II.

Punkt	δ_{mb}	P_m	$P_m \delta_{mb}$
1	+0,0090	12,2	+0,110 mm
2	+0,0237	12,9	+0,306 "
3	+0,0252	12,9	+0,325 "
4	+0,0182	26,6	+0,484 "
5	+0,0034	14,2	+0,048 "
			+1,273 mm

Man erhält für die Lasten G und P folgende Werte:

Binder I.			Binder II.		
P'	s	$P' s$	P'	s	$P' s$
t	m	tm	t	m	tm
64,0	1,75	112,0	54,0	1,70	91,8
55,4	3,55	196,7	45,7	3,35	153,1
46,2	3,85	177,9	37,0	3,35	124,0
13,8	3,85	46,2	28,0	1,70	47,6
6,8	2,75	18,7	10,0	1,95	19,5
551,5			436,0		

Binder I,

$$\delta = \frac{55\ 150\ 000\ \text{cmkg}}{140\ 000\ \text{kg/qcm} \cdot 16\ 000\ \text{qcm}} = 0,0246\ \text{cm} = 0,246\ \text{mm}.$$

Binder II.

$$\delta = \frac{43\ 600\ 000\ \text{cmkg}}{140\ 000\ \text{kg/qcm} \cdot 16\ 000\ \text{cm}} = 0,0195\ \text{cm} = 0,195\ \text{mm}.$$

Die Verschiebungen der oberen Kämpferpunkte durch $H = -1$ betragen $\delta_{aa} = 0,0330\ \text{mm}$ und $\delta_{bb} = 0,0200\ \text{mm}$, die (in der Rechnung nicht

Die Verschiebung in der Kämpferlinie unter den äußeren Lasten P und G beträgt somit aus Verbiegung und aus Kürzung:

Binder I.

$$\delta_{ma} = 3,357 - 0,246 = 3,111\ \text{mm}.$$

Binder II.

$$\delta_{mb} = 1,273 - 0,195 = 1,078\ \text{mm}.$$

In gleicher Weise ist die Verkürzung für $H = 1$ zu bilden:

Binder I.

$$\delta = \frac{1000\ \text{kg} \cdot 1650\ \text{cm}}{140\ 000\ \text{kg/qcm} \cdot 16\ 000\ \text{cm}} = 0,000\ 737\ \text{cm} = 0,007\ 37\ \text{m}.$$

Binder II.

$$\delta = \frac{1000\ \text{kg} \cdot 1350\ \text{cm}}{140\ 000\ \text{kg/qcm} \cdot 16\ 000\ \text{cm}} = 0,000\ 603\ \text{cm} = 0,006\ 03\ \text{mm}.$$

Insgesamt ist die Verschiebung (Verkürzung der Stabachse durch Biegemoment und durch Normalkraft):

Binder I.

$$\delta_{aa} = 0,033\ 00 + 0,007\ 37 = 0,040\ 37\ \text{mm}.$$

Binder II.

$$\delta_{bb} = 0,020\ 00 + 0,006\ 03 = 0,026\ 03\ \text{mm}.$$

Ermittelt waren die Verschiebungen der Strebenbinder in der Richtung der Kämpferlinien, gesucht

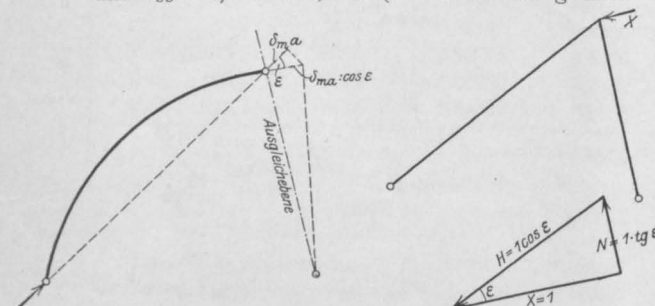


Fig. 14.

weiter auftretenden) aktiven Bogenschübe würden somit betragen:

$$H_a = \frac{\sum P_m \delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \frac{3,355}{0,0330} = 101,7\ \text{t},$$

$$H_b = \frac{1,273}{0,0200} = 63,7\ \text{t}.$$

Es ist noch der Einfluß der Verkürzung der Strebenbinder durch die Normalkräfte zu berücksichtigen. Die Verkürzung der Stabachse beträgt $\delta = \sum \frac{P' s}{EF}$, worin P' die Projektion der Lasten P auf die Stabachse oder, genau genug, auf die Kämpferlinie ist.

sind sie in der Richtung senkrecht zur Ausgleichsebene; sie betragen in dieser Richtung

$$d' = \frac{d}{\cos \epsilon},$$

worin ϵ = Winkel zwischen der Kämpferlinie und der Normalen zur Ausgleichsebene ist. Es sind bei der Berechnung des Hauptbogens also einzuführen:

$$d_{ma} : \cos \epsilon_a \text{ und } d_{mb} : \cos \epsilon_b,$$

$$d'_{ma} = 3,111 : 0,988 = 3,1488 \text{ mm}$$

und

$$d'_{mb} = 1,078 : 0,984 = 1,0955 \text{ mm.}$$

Einer Kraft $X = 1$ entspricht $X = \frac{H}{\cos \epsilon}$; diese Kraft ergibt eine Verschiebung in der Richtung der Kämpferlinie von $d_{aa} : \cos \epsilon$, in der Richtung senkrecht zur Ausgleichsebene von $d_{aa} : \cos^2 \epsilon$; also sind einzuführen:

$$d_{aa} : \cos^2 \epsilon_a \text{ und } d_{bb} : \cos^2 \epsilon_b,$$

$$d'_{aa} = 0,0414 \text{ mm,}$$

$$d'_{bb} = 0,0269 \text{ mm,}$$

ε) Zusammenstellung.

Man erhält mit den vorstehend ermittelten Verschiebungen der Strebenbinder die folgenden Gleichungen für X_a und X_b :

Eigengewicht.

$$X_a (d_{aa} + d'_{aa}) + X_b d_{ab} = \sum H_m d_{ma} + d'_{ma},$$

$$X_a d_{ab} + X_b (d_{bb} + d'_{bb}) = \sum H_m d_{mb} + d'_{mb}$$

$X_a \cdot 0,2853 + X_b \cdot 0,1200 = 61,4561$
$X_a \cdot 0,1200 + X_b \cdot 0,1022 = 33,8223$

$$X_a = 150,568 \text{ t,}$$

$$X_b = 154,158 \text{ t.}$$

Das im System wirkende Moment X_e setzt sich zusammen aus dem im Hauptnetze unter Einwirkung der H-Kräfte, nämlich $X_e = 751,86$ mt, ferner dem im System $X_a = 150,568$ und $X_b = 154,158$ wirkenden, wobei für $X_a = -1$ das Moment $X_e = 4,0703$ mt, für $X_b = -1$ das Moment $X_e = 1,0530$ mt wird, insgesamt ist also

$$X_e = 751,86 - 150,568 \cdot 4,0703 - 154,158 \cdot 1,0530,$$

$$X_e = -23,325 \text{ mt.}$$

Wärmeänderung.

Für Wärmeänderung um $\pm 7,5^\circ$ ändert sich die Strebenlänge um

$$d_1 = \frac{1 \cdot 7,5}{80000},$$

d. i. bei a) um $d_1 = 1,5469$ mm,
" b) " $d_1 = 1,2656$ " .

Da die Wärmeänderung des Hauptbogens sich in der Ausgleichsebene vollzieht und diese nahezu senkrecht zu der Strebenkämpferlinie steht, verschwindet dieser Einfluß nahezu völlig.

Man erhält die beiden Gleichungen:

$$X_{at} \cdot 0,2653 + X_{bt} \cdot 0,1200 = 1,5469,$$

$$X_{at} \cdot 0,1200 + X_{bt} \cdot 0,1022 = 1,2656,$$

$$X_{at} = 0,423 \text{ t,}$$

$$X_{bt} = 11,887 \text{ t,}$$

$$X_{et} = -4,0703 \cdot X_{at} - 1,0530 \cdot X_{bt} = -4,0703 \cdot 0,423$$

$$- 1,0530 \cdot 11,887 = -14,239 \text{ mt.}$$

Nachgiebigkeit der Strebenpfeiler.

Es soll noch der Einfluß einer ungleichen Senkung der Strebenbinder ermittelt werden und zwar für ein $d_a = -1$ mm und ein $d_b = -1$, je getrennt wirkend. Für $d_a = -1$ wird

$$X_a \cdot 0,2853 + X_b \cdot 0,1200 = -1,$$

$$X_a \cdot 0,1200 + X_b \cdot 0,1022 = 0,$$

$$X_a = -6,925 \text{ t,}$$

$$X_b = +8,131 \text{ t,}$$

in gleicher Weise ist für $d_b = -1$ mm,

$$X_a = +8,132 \text{ t,}$$

$$X_b = -19,334 \text{ t.}$$

Senken sich zugleich die Pfeiler der beiden Binder in der Richtung der Kräfte X um je 1 mm (d. h. in lotrechter Richtung etwa 1,5 mm), so addieren sich die Wirkungen, und es wird

$$X_a = +1,2 \text{ t, } X_b = -11,2 \text{ t.}$$

ζ) Berücksichtigung der durch die Eiseneinlagen vergrößerten Trägheitsmomente.

Die Untersuchung ist noch durchgeführt worden unter angenäherter Berücksichtigung der Erhöhung der Trägheitsmomente infolge der Eisenebewehrung. Für den Hauptbogen wurde eine solche von 0,4% eingeführt, die das Trägheitsmoment in einem mittleren Querschnitte um 8% vergrößert, diese Vergrößerung wurde dann als gleichbleibend für sämtliche Querschnitte angenommen. Für die Streben wurde mit der tatsächlichen Bewehrung von 0,8% gerechnet, womit das Trägheitsmoment um 29% sich erhöht. Man erhält dann für Eigengewicht (ohne Wärmewirkung) die folgenden Werte, wobei die Klammerwerte die Zahlen ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen darstellen

$$X_a \quad 152,0 \text{ t (150,568)}$$

$$X_b \quad 156,5 \text{ t (154,158)}$$

$$X_e \quad -32 \text{ mt (-23,325).}$$

Es tritt in den gefährlichen Querschnitten in der Nähe des Kämpfers eine geringe Entlastung ein, wenn die Eisenebewehrung berücksichtigt wird, es ist also zu ungünstig gerechnet, wenn sie vernachlässigt worden ist. Ebenso tritt im Scheitelquerschnitt 7 eine Entlastung ein.

c) Ermittlung der Biegemomente senkrecht zur Ausgleichebene. Übersicht zusammengestellt, worin jeweils h_m die senkrechten Abstände der Kräfte H von den einzelnen Querschnittsebenen 0, 1, 2, . . . sind.

Die Biegemomente infolge der H-Kräfte und der X_a , X_b - und X_c -Kräfte sind in folgender

Biegemomente senkrecht zur Ausgleichebene.
Eigengewicht.

Punkt	Kraft H in t	0		1		2		3		4		5		6		7	
		h_m	$H_m h_m$	h_m	$H_m h_m$	h_m	$H_m h_m$	h_m	$H_m h_m$	h_m	$H_m h_m$	h_m	$H_m h_m$	h_m	$H_m h_m$	h_m	$H_m h_m$
0'	128,0	2,30	294														
1'	58,0	6,75	392	1,70	099												
2	129,7	9,05	1174	4,05	525												
2'	38,4	10,50	403	5,58	214	1,55	60										
3'	27,9	13,93	389	9,23	258	5,29	148	1,60	45								
4	111,0	15,77	1750	11,22	1245	7,35	816	3,67	407								
4'	30,4	17,10	520	12,70	386	8,91	271	5,26	160	1,60	49						
5'	19,6	19,89	390	15,85	311	12,26	240	8,72	171	5,10	100	1,60	31				
6	100,1	21,18	2120	17,35	1737	13,90	1391	10,42	1043	6,84	685	3,36	336				
6'	13,8	22,17	306	18,57	256	15,27	211	11,88	164	8,36	115	4,94	68	1,60	22		
$\Sigma a =$		-7738		-5031		-3137		-1990		-949		-435		-22			

$X_a = 150,6$	21,18	3190	17,35	2613	13,90	2093	10,42	1569	6,84	1030	3,36	506					
$X_b = 154,2$	15,77	2432	11,22	1730	7,35	1133	3,67	566									
$X_c = -23,3$	0,560*	-13,0	0,710	-16,5	0,818	-19,1	0,880	-20,5	0,925	-21,6	0,973	-22,7	0,997	-23,2	1,000	-23,3	
$\Sigma b =$	+5609		+4326		+3207		+2114		+1008		+483		-23,2			-23,3	
$\Sigma a - \Sigma b =$	-2129		-705		+70		+124		+59		+48		-45			-23	

Wärmeänderung.

$X_{at} = 0,42$	21,18	8,9	17,35	7,3	13,90	5,8	10,42	4,4	6,84	2,9	3,36	1,4					
$X_{bt} = 11,9$	15,77	187,7	11,22	133,5	7,35	87,5	3,67	43,7									
$X_{ct} = -14,2$	0,560	-8,0	0,770	-10,1	0,818	-11,6	0,880	-12,5	0,925	-13,1	0,973	-13,8	0,997	-14,2	1,000	-14,2	
für $t = +7,5^\circ$	+188,6		+130,7		+81,7		+35,6		-10,2		-12,4		-14,2			-14,2	
für $t = -7,5^\circ$	-188,6		-130,7		-81,7		-35,6		+10,2		+12,4		+14,2			+14,2	

Summe

mit $+t$	-1940		-574		+152		+160		+49		+36		-59			-37	
mit $-t$	-2317		-836		-12		+88		+69		+60		-31			-9	

*) Anstatt h_m ist bei X_c zu setzen $\cos \alpha$.

Zu den vorstehend berechneten Momenten tritt noch der Einfluß der Exzentrizität der Ausgleichebene gegenüber dem Schwerpunkt der einzelnen Querschnitte. Dieser Einfluß ist gleich Stützlinienkraft mal Abstand der Flächenschwerpunkte von der Ausgleichebene und ist in folgen-

Torsionsmomente.
Eigengewicht.

Punkt	Kraft t H _m	0		0/1		1/2		2/3		3/4		4/5		5/6		6/7		7	
		c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m	c _m	H _m c _m
0'	128,0	0																	
1'	58,5	0,330	19,1	0,330	19,1														
2	129,7	0,785	101,8	0,785	101,08														
2'	38,4	1,335	51,3	1,335	51,3	0,258	9,9												
3'	27,9	2,833	79,1	2,833	79,1	1,062	29,7	0,186	5,2										
4	111,0	3,786	420,0	3,786	420,0	1,641	182,1	0,426	47,3										
4'	30,4	4,668	142,0	4,668	142,0	2,249	60,8	0,779	23,6	0,170	5,2								
5'	19,6	6,810	133,5	6,810	133,5	3,809	74,6	1,796	35,2	0,790	15,5	0,249	4,9						
6	100,1	7,999	800,8	7,999	800,8	4,724	472,9	2,448	245,0	1,247	124,8	0,523	52,3						
6'	13,8	9,250	127,8	9,250	127,8	5,760	79,5	3,267	45,1	1,900	26,2	1,018	14,0	0,253	3,5	0	0	0	0
$\sum a = -$		-1875,4		-1875,4		-909,7		-401,4		-171,7		-71,2		-3,5		-0		0 0	
X _a	150,6	7,999	1204,0	7,999	1204	4,724	711,5	2,448	368,5	1,247	187,6	0,523	78,7						
X _b	154,2	3,786	584,5	3,786	584,5	1,641	253,3	0,426	65,7										
X _c	-23,3	0,828	-19,3	0,828	-19,3	0,704	-16,4	0,576	-13,4	0,477	-11,1	0,381	-8,9	0,232	-5,4	0,076	-1,8	0	0
$\sum b =$		+1769,2		+1769,2		+948,4		+420,8		+176,5		+69,8		-5,4					
$\sum a - \sum b =$		-106,2		-106,2		+38,9		+19,4		+4,8		-1,4		-8,9		-1,8		0 0	
Wärmeänderung.																			
X _{at}	0,42	7,999	3,4	7,999	3,4	4,724	2,0	2,448	1,0	1,247	0,5	0,523	0,2						
X _{bt}	11,9	3,786	45,0	3,768	45,0	1,641	19,5	0,426	5,1										
X _{et}	-14,2	0,820	-11,8	0,828	-11,8	0,704	-10,0	0,576	-8,2	0,477	-6,8	0,381	-5,4	0,232	-3,3	+0,076	-1,1		0
	+ t	+36,6		+36,6		+11,5		-2,1		-6,3		-5,2		-3,3		-1,1		0	
	- t	-36,6		-36,6		-11,5		+2,1		+6,3		+5,2		+3,3		+1,1		0	
Summe.																			
	mit + t	-69,6		-69,6		+50,4		+17,3		-1,5		-3,8		-12,2		-2,9		0	
	mit + t	-142,8		-142,8		+27,4		+21,5		+11,1		+6,6		-5,6		-0,7		0	

dem aufgeführt (wobei die Kräfte K aus Ausgleichenebene entnommen sind, s. fig. Abden Untersuchungen der Wirkung in der schnitt).

	0	1	2	3	4	5	6	7
Stützlinienkraft K =	1200	1040	980	810	790	700	690	675 t
Exzentrizität (nach außen positiv) e =	+ 0,75	+ 0,25	- 0,02	- 0,10	- 0,06	± 0	+ 0,03	+ 0,06 m
M = K e =	+ 900	+ 260	- 20	- 81	- 47	± 0	+ 20	+ 41 mt

Diese Werte sind zu den vorstehend ermittelten zu addieren. Im Querschnitt 0 ist jedoch noch die Exzentrizität des Gewichtes P_0' und der Pfostenkraft K_0 zu berücksichtigen, deren Komponenten R_0' und R_k — nach weiterer Zerlegung in Komponenten in der Querschnittsebene und

senkrecht zu dieser — mit den zugehörigen Exzentrizitäten das Moment $K \cdot e$ erhöhen auf

$$900 - 72 + 217 = 1045.$$

Damit ergeben sich als ungünstigste Momente senkrecht zur Ausgleichenebene

	0	1	2	3	4	5	6	7
ohne Wärmewirkung	- 1084	- 445	+ 50	+ 43	+ 12	+ 48	- 26	+ 18
mit + 7,5°	- 895	- 314	+ 132	+ 79	+ 2	+ 36	- 40	+ 4
mit - 7,5°	- 1272	- 576	- 32	+ 7	+ 22	+ 60	- 12	+ 32

d) Ermittlung der Torsionsmomente.

Die Torsionsmomente sind aus den Momenten des statisch bestimmten Hauptsystems und den Wirkungen der X-Kräfte zusammengesetzt worden. Bei X_e ist zu beachten, daß ein Moment $X_e = -1$ in den einzelnen Querschnitten Momente $1 \sin \alpha$ hervorruft, wenn α den Winkel der Stabachse mit der Wagerechten bedeutet.

Die Momente sind in der Übersicht auf S. 65 zusammengestellt worden, wobei die Momente für die Mitten zwischen den einzelnen Querschnitten 0, 1, 2, . . . , in denen die gekrümmte wirkliche Stabachse zu dem gebrochenen Stabzug parallel ist, ermittelt worden und c_m die Abstände der Kräfte H_m von den Stabachsen sind.

(Fortsetzung folgt).

EINIGE ÖSTERREICHISCHE AUSFÜHRUNGEN VON HOCHBAUWERKEN IN EISENBETON.

Nach Berechnungen und Entwürfen von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger (Wien).

(Schluß von S. 14.)

Stockwerkrahmen im Bau Kompaß in Wien IX, Canisiusgasse.

Über dem aus der Fig. 12 ersichtlichen Grundriß wurde ein Druckereigebäude errichtet, das in allen Tragteilen aus Eisenbeton besteht. Die schwierige Gründung in beträchtlicher Tiefe erfolgte mittels einer durchgehenden Eisenbetonplatte, welche durch mächtige Rippen verstärkt wurde. Die Nutzbelastung der Decken (Druckereimaschinen) ist mit 800 und 2000 kg/m² angenommen. Die Anzahl der Stockwerke über dem Kellerfußboden beträgt 8. Das Traggerüst besteht im wesentlichen aus drei Stockwerkrahmen und zwar aus den beiden dreistielligen Rahmen mit

den Säulen 25—28—6 und 18—32—11 sowie aus dem vierstielligen Rahmen mit den Säulen 29—30—31—9 (Fig. 12). Jeder dieser Stockwerkrahmen, deren Höhe 40 m beträgt, ist als einheitliches Tragskelett aufgefaßt und berechnet. Das Schema des vierstielligen Rahmenwerkes 29—30—31—9 ist aus der Fig. 13 ersichtlich, in welcher die aus dem Eigengewicht und den anschließenden Deckenkonstruktionen entstehenden Belastungen in Tonnen eingeschrieben sind. Die Berechnung der Rahmen erfolgte näherungsweise unter Zugrundelegung der österreichischen Ministerialverordnung über Eisenbeton vom 15. Juni 1911. Infolge der ungleichen Feldweiten und der wechselnden Nutzbelastung erleiden auch die Säulen Biegungsbean-

Decken und Scheidewände der oberen Stockwerke liegen (Grundriß in Fig. 16). Wegen der großen Lasten und der geringen Bauhöhen war es unmöglich, mit einem Tragwerk auszukommen, das sich auf eine Geschoßdecke beschränkte; es wurde deshalb eine durch zwei Geschoße reichende Konstruktion gewählt. Diese besteht aus einem zweistiegligen Steifrahmen mit doppelten Querbalken, welche in der Mitte durch einen lotrechten Ständer verbunden sind. Der Querbalken hat demnach die Gestalt eines zweifeldigen Vierendelträgers. Die Berechnung erfolgte unter der Annahme von zwei Fußgelenken und vollständiger Symmetrie diese Annahmen sind

nicht vollständig zutreffend, erschienen aber im Hinblick auf die notwendige Vereinfachung der Rechnung geboten, um den Grad der statischen Un-

erschieden. Damit ergab sich 4fache statische Unbestimmtheit (Fig. 17).

Als statisch unbestimmte Größen (siehe das Hauptsystem in Fig. 18) sind gewählt: Der Seitenschub X_1 in den Fußgelenken, der Seitenschub X_2

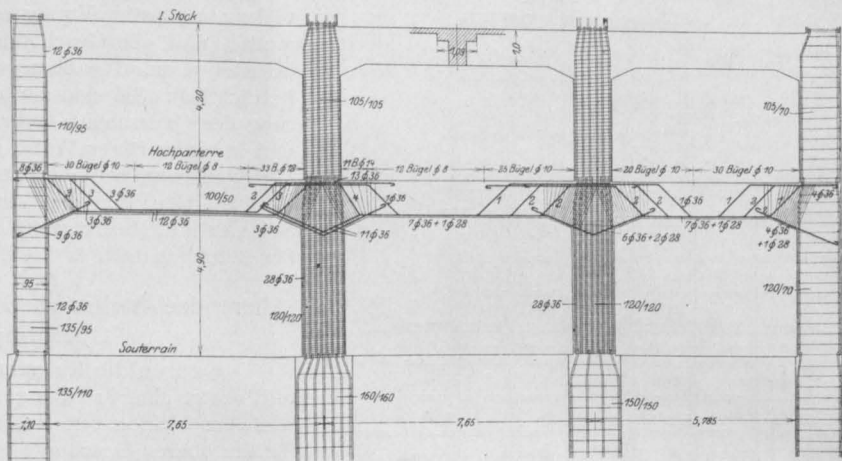


Fig. 15.

Bewehrungsplan der unteren Geschoße (zu Fig. 13).

nicht vollständig zutreffend, erschienen aber im Hinblick auf die notwendige Vereinfachung der Rechnung geboten, um den Grad der statischen Un-

im Untergurt des Querbalkens, die Achsenkraft X_3 im lotrechten Ständer des Querbalkens und die Einspannmomente X_4 des Untergurtes in den lotrechten Rahmenstielen. Die Knotenlasten einschließlich Eigengewicht betragen

- an den Stielen von oben je $P_1 = 113$ t,
 - „ „ „ „ „ anschließenden
 - Decken im Parterre je $P_2 = 26,4$ t,
 - an den Stielen von anschließenden
 - Decken im Untergeschoß je $P_3 = 16,1$ t,
 - in der Mitte des Obergurtes $P_0 = 265$ t,
 - „ „ „ „ „ Untergurts. $P_u = 60$ t,
- zusammen für einen Rahmen 636 t.

Die Bedingungsgleichungen für die statisch unbestimmten Größen (unter Vernachlässigung der Werte $\delta_{11}, \delta_{22}, \dots$ und $\delta_{1t}, \delta_{2t}, \dots$) lauten:

$$\begin{aligned}
 X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + X_4 \delta_{14} &= \sum P \delta_{m1} \\
 X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + X_4 \delta_{24} &= \sum P \delta_{m1} \\
 X_1 \delta_{31} + X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} + X_4 \delta_{34} &= \sum P \delta_{m3} \\
 X_1 \delta_{41} + X_2 \delta_{42} + X_3 \delta_{43} + X_4 \delta_{44} &= \sum P \delta_{m4}.
 \end{aligned}$$

Läßt man den Einfluß der Normalkräfte außer Betracht (dieser beträgt hier etwa 1%), ergeben sich die Werte δ aus den Formänderungen des statisch bestimmten Hauptsystems (Fig. 8), welches der Reihe nach den Angriffen $X_1 = -1$ (Fig. 19), $X_2 = -1$ (Fig. 20), $X_3 = -1$ (Fig. 21) und $X_4 = -1$ (Fig. 22) ausgesetzt wird, wie folgt:

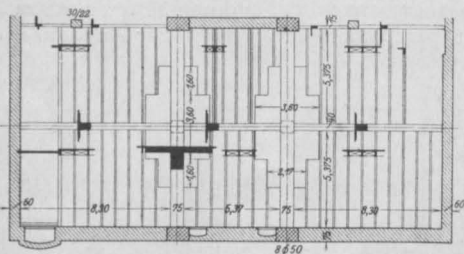


Fig. 16.

Grundriß des Gebäudes Wien, Opernring 11.

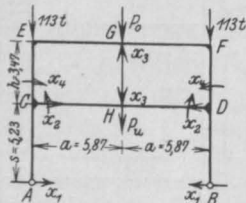


Fig. 17.

Tragsystem.

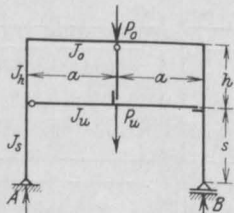


Fig. 18.

Statisch bestimmtes Hauptsystem.

stimmtheit herabzumindern, ohne der Zuverlässigkeit Abbruch zu tun und ohne auf sonst übliche Näherungsmethoden greifen zu müssen, die bei der Bedeutung des Tragwerks nicht angezeigt

$$X_1 = -1, \quad d_{11} = \frac{2}{3} \frac{J_o}{J_s} s^3 + \frac{J_o}{J_h} h \left(s^2 + sh + \frac{h^2}{3} \right) + 2a(s+h)^2$$

$$d_{12} = \frac{2J_o}{J_h} h^2 \left(\frac{s}{2} + \frac{h}{3} \right) + 2a h (s+h)$$

$$d_{13} = \frac{a^2}{2} (s+h)$$

$$d_{14} = -\frac{J_o}{J_h} h (h+2s) - 2a(s+h)$$

$$X_2 = -1, \quad d_{21} = d_{12}$$

$$d_{22} = \frac{2}{3} \frac{J_o}{J_h} h^3 + 2a h^2$$

$$d_{23} = \frac{a^2 h}{2}$$

$$d_{24} = -\frac{J_o}{J_h} h^2 2a - h$$

$$X_3 = -1, \quad d_{31} = d_{13}$$

$$d_{32} = d_{23}$$

$$d_{33} = \frac{a^3}{6} \left(1 + \frac{J_o}{J_u} \right)$$

$$X_4 = -1, \quad d_{41} = d_{14}$$

$$d_{42} = d_{24}$$

$$d_{43} = d_{34}$$

$$d_{44} = 2 \frac{J_o}{J_h} h + 2a \left(1 + \frac{J_o}{J_h} \right).$$

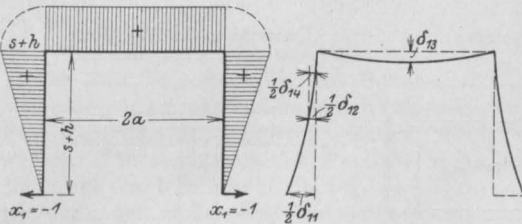


Fig. 19.

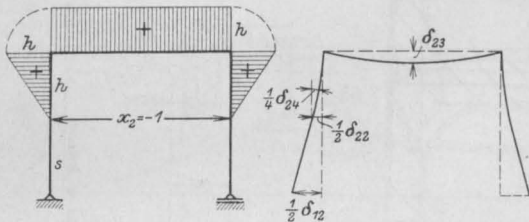


Fig. 20.

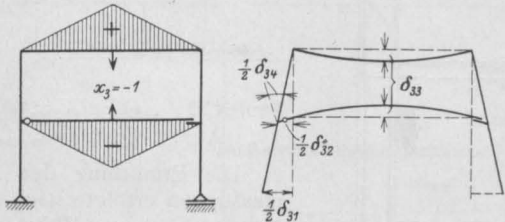


Fig. 21.

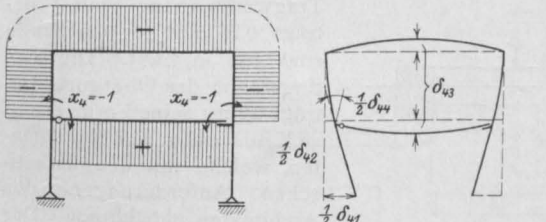


Fig. 22.

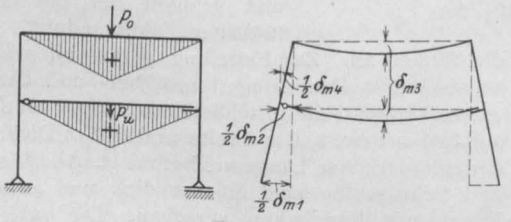


Fig. 23.

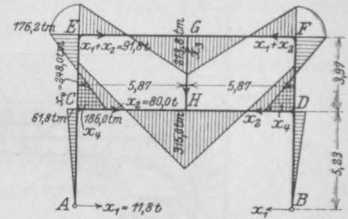


Fig. 24.

Schema der Biegunsmomente.

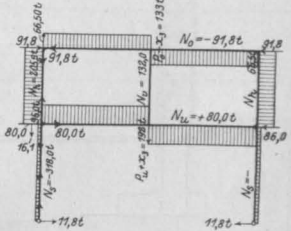


Fig. 25.

Schema der Quer- und Achsenkräfte.

Ferner ist (Fig. 23)

$$\sum P d_{m1} = \frac{a^2}{2} (s+h) \cdot P_o$$

$$\sum P d_{m2} = \frac{a^2}{2} h \cdot P_o$$

$$\sum P d_{m3} = \frac{a^3}{6} \left(1 - \frac{J_o}{J_u} \frac{P_u}{P_o} \right) \cdot P_o$$

$$\sum P d_{m4} = \frac{a^2}{2} \left(1 - \frac{J_o}{J_u} \frac{P_u}{P_o} \right) \cdot P_o.$$

Mit

$s = 5,23, \quad h = 3,97, \quad a = 5,87 \text{ m},$
 $J_o = 0,047, \quad J_u = 0,073, \quad J_h = 0,049, \quad J_s = 0,042 \text{ m}^4,$
 ist

$X_1 = 11,8, \quad X_2 = 80,0, \quad X_3 = 132,0 \text{ t und}$
 $X_4 = 248,0 \text{ tm.}$

Biegunsmomente (Fig. 24):

Säule AC in C $M_C = -X_1 \cdot s = -61,8 \text{ tm},$
 „ CE in E $M'_C = M_C + X_4 = +186,2 \text{ tm},$
 „ „ in E $M_E = M'_C - X_2 \cdot h = -176,2 \text{ tm};$

Untergurt CD:

in C $M''_C = -X_4 = -248,0 \text{ tm}$,

in H $M_4 = M''_C + \frac{P_u + X_3}{2} \cdot a = 315,0 \text{ tm}$;

Obergurt EF:

in E $M'_E = M_E = -176,2 \text{ tm}$,

in G $M_G = M'_E + \frac{P_o - X_3}{2} \cdot a = 213,0 \text{ tm}$.

Ständer GH $N_r = -X_3 = -132,0 \text{ t}$,

Säule AC $N_s = N_h - \frac{P_o + X_3}{2} - P_3 = -318,0 \text{ t}$.

Querkräfte (Fig. 25):

Obergurt EF $Q_o = \frac{P_o - X_3}{2} = 66,5 \text{ t}$.

Untergurt CE $Q_u = \frac{P_u + X_3}{2} = 96,0 \text{ t}$

Fig. 26.

Ansicht und Bewehrung des Vierendeelsteifrahmens.

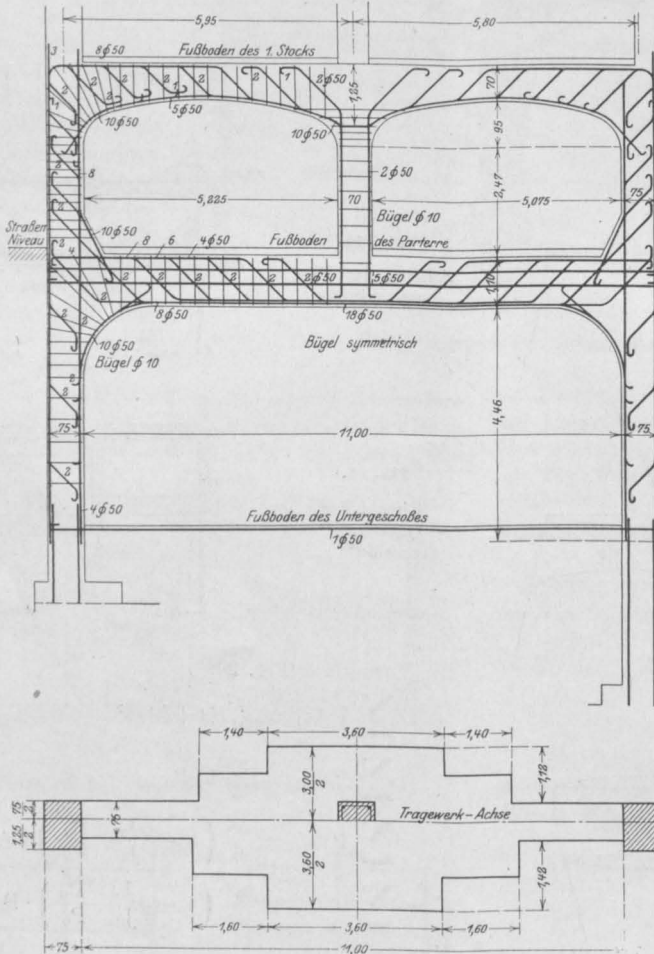


Fig. 28.

Grundriß des Ober- und Untergurts (zu Fig. 26).

Achsenkräfte:

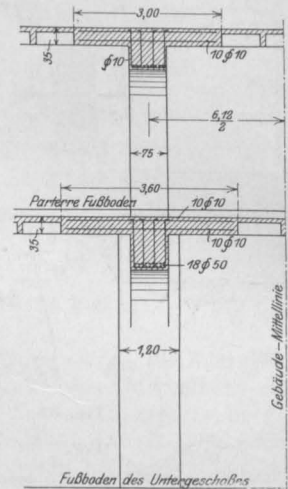
Obergurt $N_o = -(X_1 + X_2) = -91,8 \text{ t}$

Untergurt $N_u = +X_2 = +80,0 \text{ t}$

Säule CE $N_h = -\left(\frac{P_o - X_3}{2} + P_1 + P_2\right) = -205,9 \text{ t}$

Fig. 27.

Querschnitt (zu Fig. 26).



Säule CE $Q_h = X_2 = 80,0 \text{ t}$
" AC $Q_s = X_1 = 11,8 \text{ t}$.

Die Ermittlung der Abmessungen erfolgte nach den österreichischen Ministerialvorschriften. Die Breite des Tragwerks (ohne Platte) beträgt 0,75 m; nur die Stiele sind 1,25 m breit. Die Geringshöhe des Obergurts beträgt 0,7 m; seine Form ergab sich aus statischen Rücksichten, welche mit den ästhetischen Anforderungen des Architekten gleichliefen. Der Untergurt ist 1,10 m hoch und schließt sich mit einer kräftigen Ausrundung an die Säulen an. Zur Erzielung genügend widerstandsfähiger Druckzonen im Ober- und Untergurtbalken sind die anschließenden Rippendecken auf 3,00 m bzw. 3,60 m Breite und 0,35 m Dicke in der erforderlichen Länge vollbetoniert. Alle Längs- und Schrägstäbe sind 50 mm dick und an den Enden mit Rundhaken versehen. Die schiefen

Hauptzugkräfte sind den schrägen Eiseneinlagen unter Ausnützung der zulässigen Schubbeanspruchung des Betons zugewiesen. Zur Verstärkung des Verbundes sind in Abständen von 15 cm in den oberen Säulentteilen und von 30 cm

in den Balken Doppelbügel von 10 mm Stärke, an einigen Stellen Splinte eingelegt. Die Einzelheiten sind aus den Fig. 26—28 ersichtlich. Die Ausführung erfolgte im Herbst 1912 durch die Betonbauunternehmung G. A. Wayß in Wien.

NEUERE AMERIKANISCHE BETONIERUNGSMETHODEN.

Mitgeteilt von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

Während man bei uns bis vor nicht gar langer Zeit bestrebt war, den Beton so trocken wie möglich zu verwenden, hat die amerikanische Praxis immer den nassen Beton vorgezogen. In der deutschen Praxis scheint sich auch nach dieser Richtung eine Umwandlung zu vollziehen, und ich möchte

Verfasser dieses Aufsatzes beteiligt haben. Im reinen Eisenbetonbau ist man auch bei uns schon seit langem zu der Überzeugung gekommen, daß ein plastischer Beton eine viel bessere Bedingung für das Zusammenwirken von Beton und Eisen schafft, als dies der trockene Beton tun kann, und

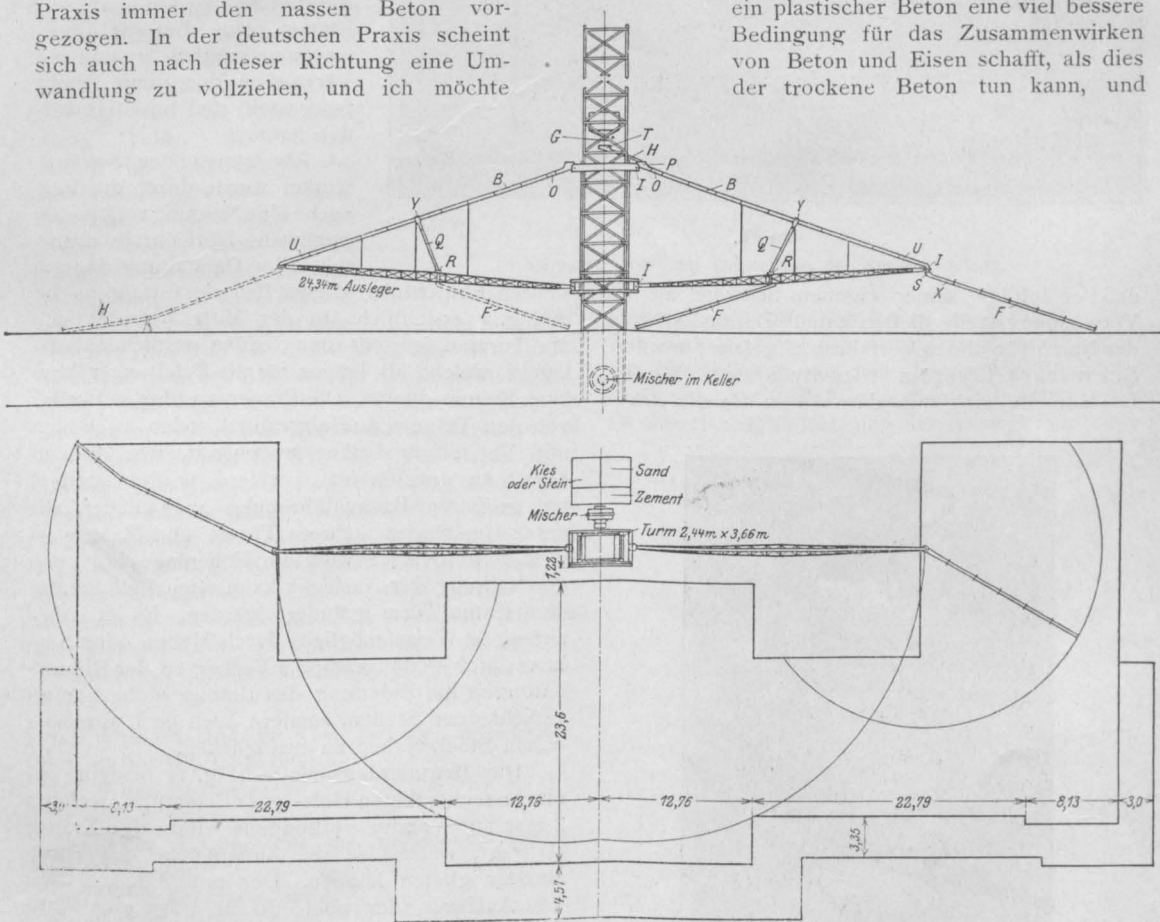


Fig. 1.

Darstellung der Gesamtanlage für das Betonierungsverfahren nach dem Schwerkraftsystem.

bei dieser Gelegenheit auf die Diskussion hinweisen, welche in der Zeitschrift des Verbandes deutscher Architekten und Ingenieure Nr. 4, 6 und 26 von Marinebaumeister Franzius angeregt wurde, an welcher sich auch die Herren Geheimrat Sympher und Brennecke und der

wir sehen ja auch in der deutschen Eisenbetonpraxis mehr gegossenen Beton, als dies früher der Fall war. Die Vorteile eines nassen Betons sind in Amerika schon seit langem erkannt worden und führten nebst anderen Ursachen zu einem neuen Betonierungsverfahren, über

welches hier einige Mitteilungen gemacht werden sollen.

Im Prinzip handelt es sich um einen Gußbeton, welcher auf eine solche Höhe gefördert wird,

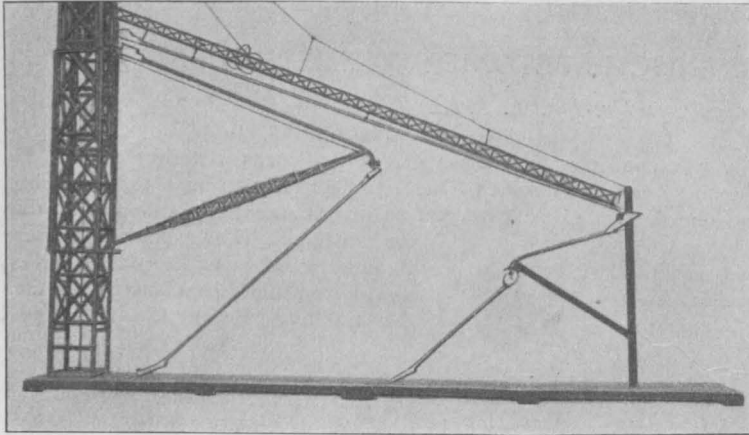


Fig. 2.

daß er infolge seiner eigenen Schwere an die Verwendungsstelle fließen kann. Daraus ist auch der Name für dieses Verfahren abgeleitet worden: *Schwerkraftsystem* (*Gravity System* [Gy-S.]). Es handelte sich nun darum, ein für die Praxis

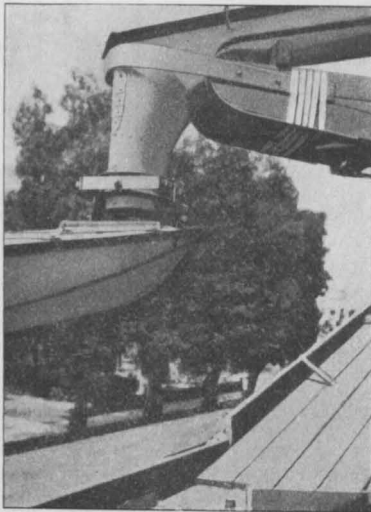


Fig. 3.

· Ansicht eines Gelenks.

brauchbares System zu finden, was zuerst der *Concrete Appliances Co.* in Los Angeles, Cal., durch ein patentamtlich geschütztes Verfahren gelungen ist. Diese Gesellschaft hat Vorversuche ausführen lassen, bevor sie an den Bau größerer

Anlagen herangetreten ist. Verschiedenen Rinnenformen, Rohrleitungen mit verschiedenen Durchmesser und Ausflußwinkeln wurden erprobt. Es zeigte sich, daß die offene Rinne von etwa 20 cm Durchmesser am zweckmäßigsten ist.

Ferner wurde von der genannten Gesellschaft zum ersten Male ein ebenfalls geschütztes, offenes Rinnengelenk bei der Anwendung dieses Systems eingeführt. Es ist leicht einzusehen, daß im Gegensatz zu geschlossenen Rohrleitungen bei offenen Rinnen eine bessere Überwachung möglich ist und ein Verstopfen der Rinne leicht festgestellt und beseitigt werden kann.

Als günstigster Ausflußwinkel wurde durch die Versuche eine Neigung von 18—20° gegen die Horizontale ermittelt. Eine Darstellung der gesamten

Einrichtung dieses Betonierverfahrens ist in Fig. 1 ersichtlich. In der Mitte befindet sich die Turmanlage mit den beiden seitlichen Auslegern, welche als Träger für die Zuleitungsrohre bzw. Rinnen dienen. Die Rinnen werden entweder von den Trägern aus abgestützt, oder an Seilen mit Versteifungsbalken angehängt, wie dies in Fig. 2 zu ersehen ist. Letzteres wird besonders bei größeren Bauausführungen angewendet, wo unter Umständen mehrere Türme und Masten errichtet werden. Sowohl die Höhenlage als auch die Neigung der Ausleger kann nach Belieben an dem festen Turm geändert werden. Es ist daher auf diese Weise möglich, durch Heben oder Senken, durch Verlängern oder Verkürzen der Rinnenleitungen die Zuleitung des Betons nicht nur an verschiedenen Stellen, sondern auch nach verschiedenen Stockwerken zu ermöglichen.

Die Betonierungsanlage (Fig. 1) besteht aus einem rechteckigen Holz- oder Eisenturm, welcher 2 fest miteinander verbundene viereckige Kränze (J) trägt, welche an der Außenfläche der Turmständer gleiten können. Der untere Kranz trägt den Ausleger, der obere Kranz trägt eine Plattform innerhalb des Turmes. Außerdem ist ein Flaschenzug befestigt, welcher dem Ausleger eine beliebige Neigung geben kann. Das Zugseil dient dazu, gleichzeitig die Betonzuleitungsrinne (B) zu tragen. Am Auslegerkopf ist das Rinnengelenk (S) mit den Anschlußstücken (U) und (X) eingebaut (s. auch Fig. 3). Die Rinne (F) ermöglicht die Betonverteilung innerhalb des inneren Kreises. Für weiter entfernt liegende Punkte wird an F noch eine tragbare Rinne H angeschlossen, wo-

durch die zu bestreichende Fläche vergrößert wird. Für den Raum in der Nähe des Turmes sind Zwischenleitungen eingeschaltet. In dem Turm selbst ist ein Betontrichter eingebaut, in welchen der Beton aus den Bechern entleert wird. Die Ausflußöffnung G ist mit einem Verschuß versehen, um den Zufluß des Betons zu regulieren. Unter diesem Verschuß liegt die Turmpfanne T, durch welche der Beton in die Rinne H und von hier aus durch die Rinnenpfanne in die Hauptleitung fließt.

Fig. 4 ist eine Darstellung eines Teiles der Betonzuführung. Unterhalb der Ausflußöffnung der Mischmaschine sieht man eine kleine Rinne, deren Neigung mittels eines Hebels bestimmt wird, damit eine gute Füllung der vorübergehenden Becher ermöglicht wird.

Sehr wichtig ist die Anordnung der Mischmaschine und der Behälter für die Rohmaterialien. Neben dem Turm befindet sich eine Mischanlage mit den erforderlichen Behältern für Zement und die Zuschlagstoffe (s. Fig. 1). Der Beton wird von der Mischtrommel aus, wie bereits im Bilde gezeigt, mittels eines Becherwerkes nach der höchsten Stelle des Turmes gehoben und in den dort befindlichen Trichter geleert. An diesen ist die Zuleitungsrinne angeschlossen, deren Mündungsstelle mit einem Schieber versehen ist, zur Regulierung der Betonverteilung. Eine Darstellung der gesamten Anlage ist in Fig. 5 ersichtlich.

- 1 und 2 sind die Kies- und Zementbehälter,
- 3 die Mischmaschine,
- 4 das Becherwerk,
- 5 der Turm,
- 6 der Trichter für die gehobenen Betonmassen,
- 7 die Zuleitungsrinne,
- 8 der Ausleger,
- 9 der gelenkartige Anschluß, welcher auch in Fig. 3 abgebildet ist,
- 10 der Verteiler (Fig. 3a).

Hierbei ist zu beachten, daß 1 bis einschließlich 6 die übliche Förderkonstruktion darstellt, welche bei der Anwendung des Schwerkraftsystems durch die Teile 7—10 zu ergänzen ist. Der Ausleger 8 ist in der Mitte des unteren Kranzes befestigt. Bei größeren Längen erfolgt die Zwischen-

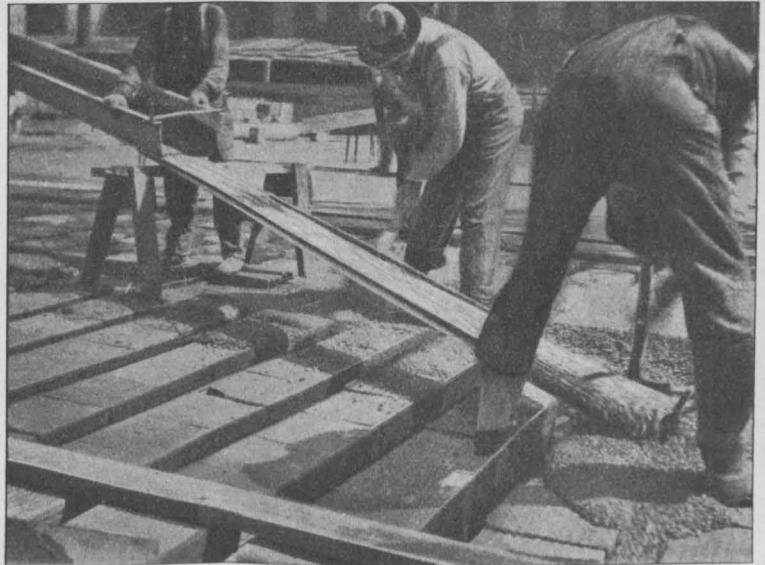


Fig. 3a

Anschlußrinne mit Darstellung der Betonverteilung.

stützung mit Hilfe von Seilen nach Fig. 2. Hierbei wird der Kopf des Auslegers ebenfalls durch ein Seil gehalten, welches gleichzeitig für die Befestigung der Zufuhr Rinne dient. Der Stützpunkt ist derart ausgebildet, daß der Ausleger in wäge-

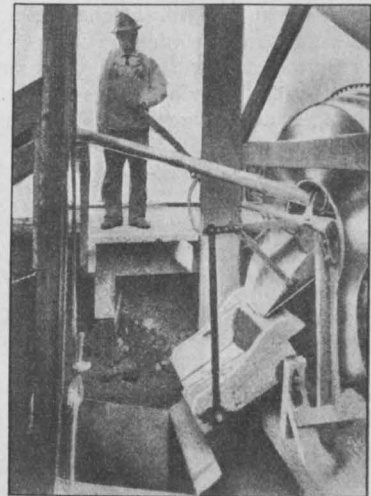


Fig. 4.

rechter und senkrechter Richtung bewegt werden kann. Das Ende des Auslegers trägt die Gelenkkonstruktion, wie sie in Fig. 3 dargestellt ist.

Allgemein läßt sich noch bemerken, daß die Aufstellung des Turmes derart zu erfolgen hat,

daß man alle Flächen mit dem Ausflußrohr erreichen kann. In Fig. 1 sind im Grundriß die Bahnen durch Kreisbögen eingezeichnet. Aus dem Aufriß ist zu erkennen, daß durch die Höhenlage des Betontrichters und durch den angeneh-

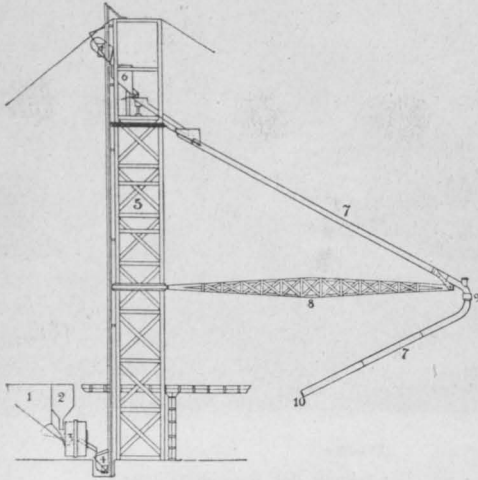


Fig. 5.

Schematische Darstellung.

menen Ausflußwinkel die äußersten erreichbaren Punkte festgelegt sind.

Falls der Gußbeton auf größere Entfernung verwendet werden soll, werden mehrere Türme oder Masten errichtet, die dann durch Seile miteinander verbunden sind, an welchen gleichzeitig die Rinnen aufgehängt werden.

Dieses Betonierungsverfahren wird zurzeit in Amerika mit größtem Erfolg angewendet. Nach den Mitteilungen der bauausführenden Firmen soll es sich schon mit Vorteil bei Bauten von 200 cbm Beton anwenden lassen. Zwei Beispiele sollen die Verwendung des Verfahrens veranschaulichen.

In Fig. 6 ist gezeigt, in welcher Weise bei einem Fabriksbau das System angewendet wird. Wir sehen hier 2 Ausleger. Die Rinne wird in diesem Falle durch ein Gitterwerk abgesteift. Fig. 7 u. 8 zeigen die Einrichtung beim Bau einer langen Eisenbetonbrücke in Portland (Oregon). Die Brücke, deren Länge nahezu 100 m beträgt, ist als Balkenbrücke ausgebildet. Die Stützen sind, wie schon aus der Abbildung zu ersehen ist, sehr

hoch und deshalb in halber Höhe durch Versteifungsbalken verbunden. Die Fahrbahnbreite beträgt 13,4 m, die Gesamtbreite einschließlich der seitlichen Fußsteige und der in Eisenbeton hergestellten Geländer ist 18,2 m. Schon aus diesen Abmessungen ist zu ersehen, daß die verbrauchte Betonmenge sehr bedeutend war, und da eine rasche Fertigstellung der Brücke für den Verkehr sehr erwünscht war, entschloß man sich zur Anwendung des Schwerkraftsystems beim Betonieren. Die Einrichtung selbst ist in Fig. 7 abgebildet. Zwei hölzerne Türme mit je einem Ausleger sind in den äußeren Dritteln der Brücke aufgestellt. Am Fuße des linken Turmes befindet sich die Mischanlage. Zwischen beiden Türmen ist eine Rinne aufgehängt, welche durch hölzerne Gitterträger versteift ist. In welcher Weise das Verfahren angewendet wurde, um die Stützen und die Brückenfahrbahn in einem Guß herzustellen, zeigt Fig. 7a. Da ich keine zuverlässigen Zeitangaben erhalten konnte, sehe ich davon ab, diese mitzuteilen und begnüge mich damit, darauf hinzuweisen, daß die Brücke im Sommer 1912 in verhältnismäßig kurzer Zeit fertiggestellt wurde.

Es wurden insgesamt Bauten ausgeführt von 760 cbm bis zu 76 000 cbm Beton. Die durchschnittliche Stundenleistung soll pro Mann 4 cbm betragen.

Für die Bedienung einer solchen Anlage sind notwendig: 3 Mann bei der Mischanlage, 1 Mann beim Aufzug, 1 Mann bei dem Trichter und 2 Mann an der Verteilungsstelle. Die Überwachung der Zuflußleitungen während des Betriebes übernimmt der auf dem Turm befindliche Maschinist. Selbstverständlich wird auch die Arbeitsleistung davon abhängen, wie weit die Arbeiter eingübt sind und wie der Betrieb geleitet wird.

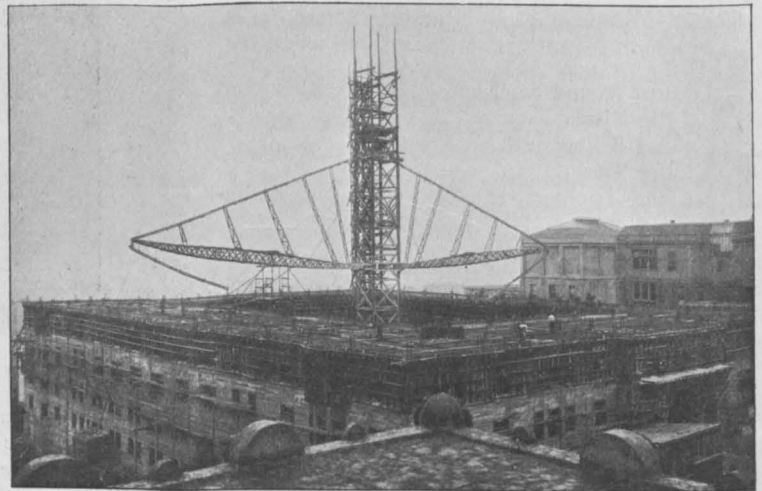


Fig. 6.

Anwendung des Schwerkraftsystems bei einem größeren Fabriksbau.

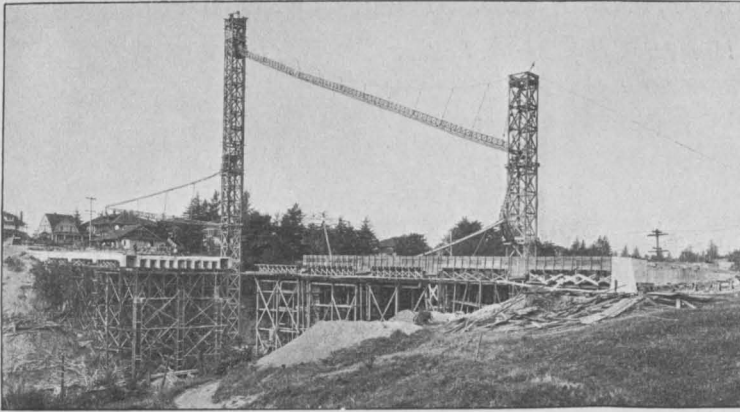


Fig. 7.

Brückenbau in Portland, Oregon.

Die Grenzen, welche noch eine volle Ausnutzung der Anlagen ermöglichen, sind nach den mir gemachten Angaben für den Ausleger 31 m, für die frei schwebende Verteilungsrinne 12,5 m und für das Ausflußende 3 m. Daraus ergibt sich für die Entfernung von Turmmitte bis zum äußersten Punkte 48 m. Bei Anlagen, wo ein größerer Radius erforderlich ist, wird es zweckmäßiger sein, einen zweiten Turm aufzuführen.

Auf die Kosten der Anlage und auf die dadurch erzielte Verbilligung des Betriebes allgemein einzugehen, würde zu weit führen. Bei den amerikanischen Arbeits- und Lohnverhältnissen wird durch die Verwendung dieses Systems in vielen Fällen eine Verbilligung des Bauwerkes eintreten können, und schließlich muß noch hervorgehoben werden, daß die Bauzeit durch das Verfahren sehr verkürzt werden kann.

Es erübrigt sich, nur noch einige Bemerkungen über die Güte des nach dem Schwerkraftsystem hergestellten Betons zu machen. Die Mischung ist jedenfalls ziemlich flüssig, wie schon auf dem Bilde Fig. 3a zu ersehen ist. Auf diese Weise ist es nun möglich, den Beton, der auch unter einem gewissen Druck steht, in alle Teile der zu betonierenden Querschnitte hinein zu leiten und auch die Zwischenräume zwischen den Eiseneinlagen gut auszufüllen.

Die Bildung von Luftsäcken kann verhindert und alle Hohlräume gut ausgefüllt werden. Durch eine verhältnismäßig kleine Zuleitungsrinne können große Massen an beliebige Stellen geleitet werden. Dadurch kann eine Beschädigung an der Deckenkonstruktion, ein Verschieben der Eiseneinlagen vermieden werden und der Verlust an Betonmasse auf ein Minimum eingeschränkt werden.

Schließlich ist noch zu beachten, daß der Betrieb auf diese Weise ohne Unterbrechung beliebig lang ausgedehnt werden kann. Die Betonzufuhr wird nicht durch die Handkarren und Kippwagen behindert, und eine nachteilige Fugenbildung läßt sich durch dieses Verfahren leichter vermeiden. Die Schwierigkeit liegt nur in der richtigen Herstellung des Betonmaterials und in der Bemessung des Wasserzusatzes, welche sich jedoch durch systematische Versuche beseitigen läßt.

Zum Schluß möchte ich noch bemerken, daß ich eine Anzahl Bauten während der Ausführung und fertiggestellte Bauten besichtigt habe, welche gezeigt haben, daß bei einer verständnisvollen Anwendung dieses Betonierungsverfahrens ein ausgezeichnetes Beton hergestellt werden kann.

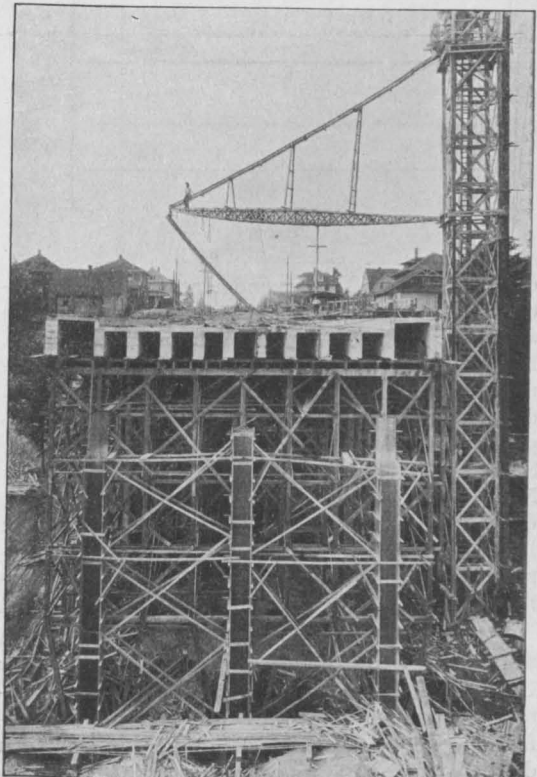


Fig. 7a.

EIN BEITRAG ZUR THEORIE DER STOCKWERKBINDER.

Von Dipl.-Ing. Hans Leitner

Oberingenieur der Firma Max Pommer (Leipzig).

(Schluß von S. 21.)

1. Beispiel.

Es sei das in der Fig. 5 skizzierte System zu untersuchen. Der Verschiedenheit der Trägheitsmomente erscheint in den Werten $\frac{J}{K}$ Rechnung getragen. Das Verhältnis der Trägheitsmomente der einzelnen Stäbe zueinander wurde näherungsweise mit 2 : 3 : 4 angenommen, denn es erscheint zwecklos, bei der Berechnung der Trägheitsmomente in der Genauigkeit zu weit zu gehen, da

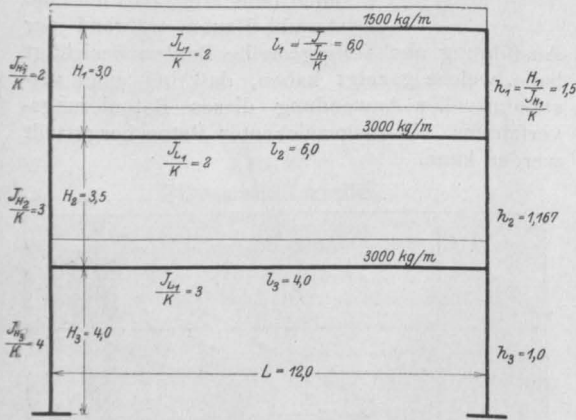


Fig. 5.

die Werte der Trägheitsmomente von Verbundquerschnitten, von verschiedenen Gesichtspunkten aus berechnet, recht große Differenzen aufweisen. Die Belastung sowie das ganze System ist symmetrisch. Eine einfache Überlegung ergibt, daß die statisch unbestimmten Momente an den Fußpunkten links und rechts der Stiele desselben Stockwerkes einander gleich sein müssen ($X_1' = X_1''$, $X_2' = X_2''$, $X_3' = X_3''$). Daraus folgt weiter, daß die im Gleichungssystem VI vorkommenden Differenzen $X_1' - X_1''$, $X_2' - X_2''$, $X_3' - X_3''$ verschwinden müssen, das System VI somit ganz fortfallen.

Der Binder hat drei Stockwerke und ist demnach neunfach statisch unbestimmt. Die Größen der Unbestimmten rechnen sich aus den Gleichungsreihen VII und VIII. Die nur von der Binderform abhängigen Koeffizienten dieser Reihen haben die besonderen Werte:

$$W_1 = \frac{h_1}{2(2h_1 + 3l_1)} = \frac{1,5}{2(2 \cdot 1,5 + 3 \cdot 6,0)} = 0,036,$$

$$W_2 = \frac{1}{2} V_2 = \frac{h_2}{2(2h_2 + 3l_2)} = \frac{1,167}{2(2 \cdot 1,167 + 3 \cdot 6,0)} = 0,028,$$

$$W_3 = \frac{1}{2} V_3 = \frac{h_3}{2(2h_3 + 3l_3)} = \frac{1,0}{2(2 \cdot 1,0 + 3 \cdot 4,0)} = 0,036,$$

für das System VII und

$$A_2 = B_1 = \frac{h_2}{2} \cdot \frac{l_2}{2h_2 + 3l_2} = \frac{1,167}{2} \cdot \frac{6,0}{2 \cdot 1,167 + 3 \cdot 6,0} = 0,172,$$

$$A_1 = 2A_2 + \frac{h_1}{2} \cdot \frac{h_1 + 2l_1}{2h_1 + 3l_1} = 2 \cdot 0,172 + \frac{1,5}{2} \cdot \frac{1,5 + 2 \cdot 6}{2 \cdot 1,5 + 3 \cdot 6} = 0,826,$$

$$B_3 = C_2 = \frac{h_3}{2} \cdot \frac{l_3}{2h_3 + 3l_3} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{2 \cdot 1 + 3 \cdot 4} = 0,143,$$

$$B_2 = 2B_3 + \frac{h_2}{2} \cdot \frac{h_2 + 2l_2}{2h_2 + 3l_2} = 2 \cdot 0,143 + \frac{1,167}{2} \cdot \frac{1,167 + 2 \cdot 6,0}{2 \cdot 1,167 + 3 \cdot 6,0} = 0,664,$$

$$C_3 = \frac{h_3}{2} \cdot \frac{h_3 + 2l_3}{2h_3 + 3l_3} = \frac{1,0}{2} \cdot \frac{1,0 + 2 \cdot 4,0}{2 \cdot 1,0 + 3 \cdot 4,0} = 0,286$$

für das System VIII.

Zur Berechnung der von der Belastung abhängigen Ausdrücke muß auf die S-Werte der Gleichungen (II) zurückgegangen werden. So ist z. B. (siehe Gl. (I))

$$\delta_1'' = \sum P_m \delta_1''_m + \delta_1''_t + \delta_1''_w.$$

Unter Voraussetzung unnachgiebiger Widerlager und bei Vernachlässigung des Temperatureinflusses ist

$$S_1'' = \sum P_m \delta_1''_m = \int \frac{M_1'' M_m ds}{EJ},$$

wird somit ebenso wie die Verschiebungen δ gefunden. Die in Fig. 2 wiedergegebenen Zustände des Hauptsystems für $X_1 = -1$, $X_1' = -1$, ... werden mit dem in der Fig. 6 dargestellten Momentenverlauf im Hauptsystem infolge der Belastung

mit Hilfe der in Fig. 4 gegebenen Formeln vereinigt; und so erhält man (k E-fach verzerrt)

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{1 \cdot 27 \cdot 3}{3} + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{27 \cdot 6}{3} \cdot 1,0 = 81,$$

$$S_1' = S_1'' = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 \cdot 27 \cdot 3}{6} + \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot \frac{1 \cdot 54 \cdot 3,5}{3} = 27,75,$$

$$S_2 = \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot \frac{1 \cdot 54 \cdot 3,5}{3} + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{54 \cdot 6}{3} \cdot 1,0 = 150,$$

$$S_2' = S_2'' = \frac{1}{3} \cdot \frac{1 \cdot 54 \cdot 3,5}{6} + \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot \frac{1 \cdot 54 \cdot 4}{3} = 28,5,$$

$$S_3 = \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot \frac{1 \cdot 54 \cdot 4,0}{6} + \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot \frac{54 \cdot 6}{3} \cdot 1,0 = 108,$$

$$S_3' = S_3'' = \frac{1}{4} \cdot \frac{1 \cdot 54 \cdot 4,0}{6} = 9.$$

$$Q_3 = -\frac{S_3}{\frac{2}{3} h_3 + l_3} = -\frac{108}{\frac{2}{3} 1,0 + 4,0} = 23,14.$$

$$P_1 = 2 S_1' - \frac{h_1}{2 h_1 + 3 l_1} S_1 - \frac{2 h_2}{2 h_2 + 3 l_2} S_2 = 2 \cdot 27,75 - \frac{1,5}{2 \cdot 1,5 + 3 \cdot 6} 81 - \frac{2 \cdot 1,167}{2 \cdot 1,167 + 3 \cdot 6} 150 = + 32,5,$$

$$P_2 = 2 S_2' - \frac{h_2}{2 h_2 + 3 l_2} S_2 - \frac{2 h_3}{2 h_3 + 3 l_3} S_3 = 2 \cdot 28,5 - \frac{1,167}{2 \cdot 1,167 + 3 \cdot 6} 150 - \frac{2 \cdot 1}{2 \cdot 1 + 3 \cdot 4} 108 = + 32,97,$$

$$P_3 = 2 S_3' - \frac{h_3}{2 h_3 + 3 l_3} S_3 = 2 \cdot 9 - \frac{1}{2 \cdot 1 + 3 \cdot 4} 108 = 10,29.$$

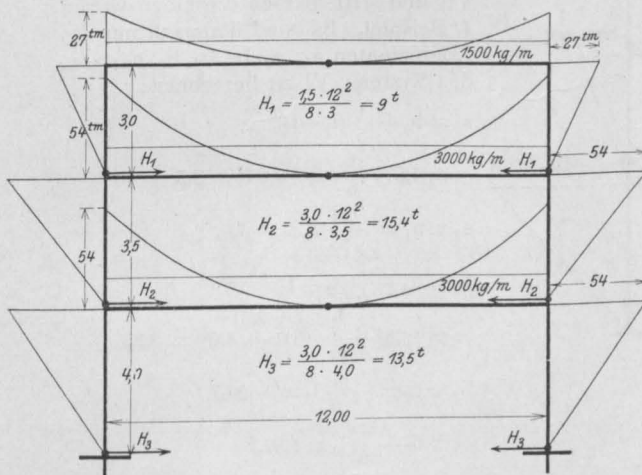


Fig. 6.

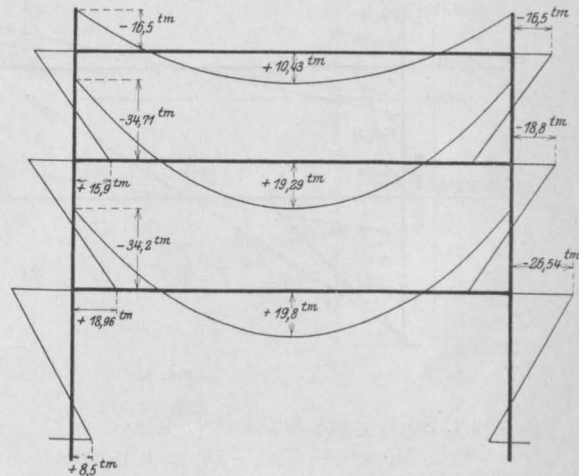


Fig. 7.

Der Bruch $\left(\frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4}\right)$, der als 1. Faktor der Summanden steht, stellt den Ausdruck $\frac{k}{J}$ vor; hieran und an der in jedem Summanden vorkommenden Stablänge $\left(3,0, 3,5, 4,0, \frac{12}{2} = 6,0\right)$ ist der Stab, von dem der Integralanteil herrührt, leicht zu erkennen.

Mit diesen β -Werten ergeben sich die Größen Q und P der Gleichungsreihen VII und VIII:

$$Q_1 = \frac{S_1}{\frac{2}{3} h_1 + l_1} = \frac{81}{\frac{2}{3} 1,5 + 6,0} = 11,57,$$

$$Q_2 = \frac{S_2}{\frac{2}{3} h_2 + l_2} = \frac{150}{\frac{2}{3} 1,167 + 6,0} = 22,13,$$

Somit lautet die Gleichungsreihe VIII:

$$0,826 \cdot 2 \cdot X_{1'} + 0,172 \cdot 2 \cdot X_{2'} = + 32,5,$$

$$0,172 \cdot 2 \cdot X_{1'} + 0,664 \cdot 2 \cdot X_{2'} + 0,143 \cdot 2 \cdot X_{3'} = + 32,97,$$

$$0,143 \cdot 2 \cdot X_{2'} + 0,286 \cdot 2 \cdot X_{3'} = + 10,29$$

und gibt die Werte

$$X_{1'} = + 15,9 \text{ tm}, \quad X_{2'} = + 18,96 \text{ tm}, \\ X_{3'} = + 8,5 \text{ tm}.$$

Die Gleichungsreihe VII lautet:

$$X_1 = 11,57 - 0,036 \cdot 2 X_{1'} = + 10,43 \text{ tm},$$

$$X_2 = 22,13 - 0,056 \cdot 2 X_{1'} - 0,028 \cdot 2 X_{2'} = + 19,29 \text{ tm},$$

$$X_3 = 23,14 - 0,072 \cdot 2 X_{2'} - 0,036 \cdot 2 X_{3'} = + 19,8 \text{ tm}.$$

Mit Hilfe der gefundenen X -Werte läßt sich für jeden Punkt des Bindersystems die Größe des dort tatsächlich auftretenden Moments finden.

Es ist:

$$M_p = \mathfrak{M}_p - X_2 y_{p1} - X_1' y_{p1}' - \dots - X_3'' y_{p3}''$$

worin \mathfrak{M}_p die Größe des von der Belastung herrührenden Momentes im betreffenden Punkte des Hauptsystemes und y_{p1} die Ordinate der vom Zustand $X_p = -1$ herrührenden Momentenfläche in diesem Punkte des Hauptsystemes bedeuten (y_{p1} und \mathfrak{M}_p siehe Fig. 2 und 6). So ist:

1. Riegel, Mitte: $M_1 = 0 - X_1(-1,0) = +10,43$ tm,
2. " " $M_2 = 0 - X_2(-1,0) = +19,29$ "
3. " " $M_3 = 0 - X_3(-1,0) = +19,8$ "

1. Stiel oben, links und rechts:

$$M_{s1} = \mathfrak{M}_{s1} - X_1(-1,0) = -27 + 10,43 = -16,57$$

3. Stiel unten, links und rechts:

$$M_{3'} = 0 - X_{3'}(-1,0) = +8,5$$

1. Riegel, links und rechts:

$$M_{r1} = \mathfrak{M}_{r1} - X_1(-1,0) = -27 + 10,43 = -16,57$$

2. Riegel, links und rechts:

$$M_{r2} = \mathfrak{M}_{r2} - X_2(-1,0) = -54 + 19,29 = -34,71$$

3. Riegel, links und rechts:

$$M_{r3} = \mathfrak{M}_{r3} - X_3(-1,0) = -54 + 19,8 = -34,2$$

In Fig. 7 ist der Momentenverlauf eingetragen.

2. Beispiel.

Es soll der im 1. Beispiel für vertikale symmetrische Belastung durchgerechnete Binder nun für einseitige Windkräfte untersucht werden.

Die Beanspruchung für den steigenden Meter Binder sei 500 kg (Fig. 8).

Die nur von der Form abhängigen Koeffizienten der Gleichungssysteme VII und VIII bleiben dieselben wie im 1. Beispiel. Es sind demnach nur die Koeffizienten $a_1, a_2, b_1, b_2, b_3, c_2, c_3, c_4$ des Systems VI zu berechnen:

$$\begin{aligned} a_1 &= h_1 + \frac{1}{6}(l_1 + l_2) \\ &= 1,5 + \frac{1}{6}(6,0 + 6,0) = 3,5, \\ a_2 &= b_1 = -\frac{1}{6}l_2 = -1,0, \\ b_2 &= h_2 + \frac{1}{6}(l_2 + l_3) \\ &= 1,167 + \frac{1}{6}(6,0 + 4,0) = 2,83, \\ b_3 &= c_2 = -\frac{1}{6}l_3 = -0,67, \\ c_3 &= h_3 + \frac{1}{6}l_3 = 1,67. \end{aligned}$$

Zur Berechnung der von der Belastung abhängigen S-Werte ist in Fig. 8 der vom Wind herrührende Momentenverlauf im Hauptsystem aufgetragen. Die Größen ergeben sich dem Vorgang im 1. Beispiel entsprechend aus Gleichung (3) und den in Fig. 4 angegebenen Formeln. Der Bruch vor jedem Teilintegral stellt den Ausdruck $\frac{k}{j}$ vor.

$$S_1 = -\frac{1}{2} \cdot \frac{1,0 \cdot 2,8 \cdot 1,8}{3} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1,0 \cdot 1,125 \cdot 3,0}{3} = -0,275$$

($F_1 = 2,8, 1,8$ ist der Schwerpunktabstand, s. Fig. 8);

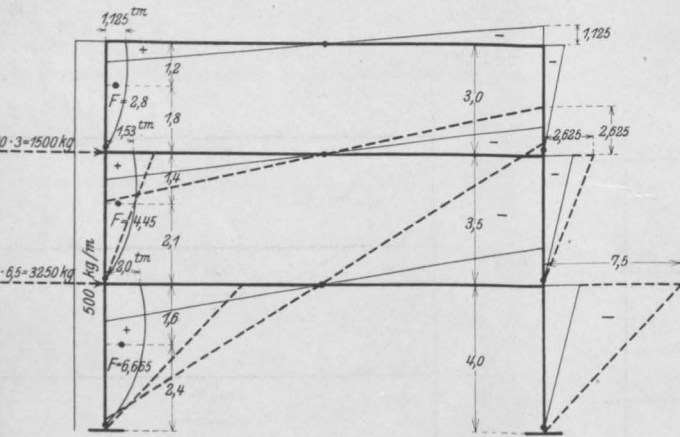


Fig. 8.

1. Stiel unten, links und rechts:

$$M_{1'} = 0 - X_{1'}(-1,0) = +15,9$$

2. Stiel oben, links und rechts:

$$\begin{aligned} M_{s2} &= \mathfrak{M}_{s2} - 2X_1' \left(-\frac{1}{2}\right) - X_2(-1,0) \\ &= -54 + 15,9 - 19,29 = -26,54 \text{ tm.} \end{aligned}$$

2. Stiel unten, links und rechts:

$$M_{2'} = 0 - X_{2'}(-1,0) = +18,96$$

3. Stiel oben, links und rechts:

$$\begin{aligned} M_{s3} &= \mathfrak{M}_{s3} - 2X_2' \left(-\frac{1}{2}\right) - X_3(-1,0) \\ &= -54 + 18,96 + 8,5 = -26,54 \text{ tm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{1'} &= -\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \left[\frac{1}{2} \cdot 2,8 \cdot 1,8 + 1,0 \cdot 2,8 \cdot 1,2 \right] - \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,125 \cdot 6}{3} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,125 \cdot 3}{3} - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3,5} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,45 \cdot 2,1 \\ &\quad - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,625 \cdot 3,5 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,53 + 2,625) \cdot 6 + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot (1,53 + 2,625) \cdot 3,5 = +1,483; \end{aligned}$$

$$S_1'' = + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,8 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,125 \cdot 6}{3} + \frac{1}{2} \cdot \frac{3 \cdot 1,125 [1+1]}{6} - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3,5} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,45 \cdot 2,1$$

$$- \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2,625 \cdot 3,5}{3} - \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(1,53 + 2,625) 6}{3} + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(1,53 + 2,625) 3,5}{3} = -2,192;$$

$$S_2 = - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3,5} \cdot 1,0 \cdot 4,45 \cdot 2,1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{1,0 \cdot 2,625 \cdot 3,5}{3} + \frac{1}{3} \cdot \frac{1,0 (1,53 + 2,625) 3,5}{3} = -0,29;$$

$$S_2' = - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3,5} \left[\frac{1}{2} \cdot 4,45 \cdot 2,1 + 1,0 \cdot 4,45 \cdot 1,4 \right] - \frac{1}{3} \cdot \frac{3,5}{6} \cdot 2,625 [1+1] - \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(1,53 + 2,625) 6}{3}$$

$$- \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(1,53 + 2,625) 3,5}{3} - \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,665 \cdot 2,4 - \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{7,5 \cdot 4}{3} + \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,0 + 7,5) 6}{3}$$

$$+ \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,0 + 7,5) 4}{3} = -0,865;$$

$$S_2'' = + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3,5} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,45 \cdot 2,1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2,625 \cdot 3,5}{3} + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(1,53 + 2,625) 6}{3} + \frac{1}{3} \cdot \frac{3,5}{6} \cdot (1,53 + 2,625) (1+1)$$

$$- \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,665 \cdot 2,4 - \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{7,5 \cdot 4}{3} - \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,0 + 7,5) 6}{3} + \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,0 + 7,5) 4}{3} = +0,27;$$

$$S_3 = - \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,0 \cdot 6,665 \cdot 2,4 - \frac{1}{4} \cdot \frac{1,0 \cdot 7,5 \cdot 4}{3} + \frac{1}{4} \cdot \frac{1,0 (2,0 + 7,5) 4}{3} = -0,33;$$

$$S_3' = - \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{4} \left[\frac{1}{2} \cdot 6,665 \cdot 2,4 + 1,0 \cdot 6,665 \cdot 1,6 \right] - \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{6} \cdot 7,5 [1+1] - \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,0 + 7,5) 6}{3}$$

$$- \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,0 + 7,5) 4}{3} = -11,575;$$

$$S_3'' = + \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,665 \cdot 2,4 + \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{7,5 \cdot 4}{3} + \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,0 + 7,5) 6}{3} + \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{6} \cdot (2,0 + 7,5) [1+1]$$

$$= +11,24.$$

Mit den S-Werten lassen sich nun die Ausdrücke $S_1' - S_1''$, Q und P der Gleichungssysteme VI, VII und VIII ermitteln.

$$S_1' - S_1'' = + 1,483 + 2,192 = + 3,675$$

$$S_2' - S_2'' = - 0,865 - 0,27 = - 1,135$$

$$S_3' - S_3'' = - 11,575 - 11,24 = - 22,815;$$

$$Q_1 = \frac{-0,275}{\frac{2}{3} \cdot 1,5 + 6} = -0,04,$$

$$Q_2 = \frac{-0,29}{\frac{2}{3} \cdot 1,167 + 6} = -0,0436,$$

$$Q_3 = \frac{-0,33}{\frac{2}{3} \cdot 1,0 + 4} = -0,072;$$

$$P_1 = + 1,483 - 2,192 + \frac{1,5}{2 \cdot 1,5 + 3 \cdot 6} \cdot 0,275$$

$$+ \frac{2 \cdot 1,167}{2 \cdot 1,167 + 3 \cdot 6} \cdot 0,29 = -0,655,$$

$$P_2 = - 0,865 + 0,27 + \frac{1,167}{2 \cdot 1,167 + 3 \cdot 6} \cdot 0,29$$

$$+ \frac{2 \cdot 1}{2 \cdot 1 + 3 \cdot 4} \cdot 0,33 = -0,531,$$

$$P_3 = - 11,575 + 11,24 + \frac{1,0}{2 \cdot 1 + 3 \cdot 4} \cdot 0,34 = -0,311$$

und damit die Systeme VI, VII, VIII:

$$\left. \begin{aligned} 3,5 (X_1' - X_1'') - 1,0 (X_2' - X_2'') &= + 3,675 \\ - 1,0 (X_1' - X_1'') + 2,83 (X_2' - X_2'') \\ &\quad - 0,67 (X_3' - X_3'') = - 1,135 \\ - 0,67 (X_2' - X_2'') + 1,67 (X_3' - X_3'') \\ &= - 22,815 \end{aligned} \right\} \dots (VI)$$

Daraus ist

$$\begin{aligned} X_{1'} - X_{1''} &= -0,1, \\ X_{2'} - X_{2''} &= -4,03, \\ X_{3'} - X_{3''} &= -15,27; \end{aligned}$$

ferner

$$\left. \begin{aligned} 0,826 (X_{1'} + X_{1''}) + 0,172 (X_{2'} + X_{2''}) &= -0,655 \\ 0,172 (X_{1'} + X_{1''}) + 0,664 (X_{2'} + X_{2''}) &+ 0,143 (X_{3'} + X_{3''}) = -0,531 \\ 0,143 (X_{2'} + X_{2''}) + 0,286 (X_{3'} + X_{3''}) &= -0,311 \end{aligned} \right\} \text{ (VIII)}$$

gibt die Werte

$$\begin{aligned} X_{1'} + X_{1''} &= -0,71, \\ X_{2'} + X_{2''} &= -0,43, \\ X_{3'} + X_{3''} &= -0,87, \end{aligned}$$

somit

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} (X_{1'} + X_{1''}) &= -0,355 \\ \frac{1}{2} (X_{1'} - X_{1''}) &= -0,05 \\ \hline X_{1'} &= -0,405 \text{ tm} \\ X_{1''} &= -0,305 \text{ tm}; \\ \frac{1}{2} (X_{2'} + X_{2''}) &= -0,215 \\ \frac{1}{2} (X_{2'} - X_{2''}) &= -2,015 \\ \hline X_{2'} &= -2,23 \text{ tm} \\ X_{2''} &= +1,8 \text{ tm}; \\ \frac{1}{2} (X_{3'} + X_{3''}) &= -0,435 \\ \frac{1}{2} (X_{3'} - X_{3''}) &= -7,635 \\ \hline X_{3'} &= -8,07 \text{ tm} \\ X_{3''} &= +7,2 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Endlich ist

$$\begin{aligned} X_1 &= -0,04 - 0,036 (-0,71) = -0,014 \text{ tm}, \\ X_2 &= -0,0436 - 0,056 (-0,71) - 0,028 (-0,43) \\ &= +0,009 \text{ tm}, \\ X_3 &= -0,072 - 0,072 (-0,43) - 0,036 \cdot 0,87 = -0,01 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Der resultierende Momentenverlauf läßt sich nun wie im 1. Beispiel mittels der berechneten X-Werte finden.

$$\begin{aligned} 1. \text{ Riegel, Mitte: } M_1 &= 0 - X_1 (-1,0) = -0,014 \text{ tm}, \\ 2. \text{ " " : } M_2 &= 0 - X_2 (-1,0) = +0,009 \text{ tm}, \\ 3. \text{ " " : } M_3 &= 0 - X_3 (-1,0) = -0,01 \text{ tm}, \end{aligned}$$

1. Stiel oben links:

$$\begin{aligned} M_{s_{1l}} &= \mathfrak{M}_{s_{1l}} - X_1 (-1,0) + \frac{1}{2} (X_{1'} - X_{1''}) \\ &= +1,125 - 0,014 - 0,05 = +1,061 \text{ tm}, \end{aligned}$$

1. Stiel oben rechts:

$$\begin{aligned} M_{s_{1r}} &= \mathfrak{M}_{s_{1r}} - X_1 (-1,0) - \frac{1}{2} (X_{1'} - X_{1''}) \\ &= -1,125 - 0,014 + 0,05 = -1,089 \text{ tm}, \end{aligned}$$

1. Stiel unten links:

$$M_{1'} = 0 - X_{1'} (-1,0) = -0,405 \text{ tm},$$

1. Stiel unten rechts:

$$M_{1''} = 0 - X_{1''} (-1,0) = -0,305 \text{ tm},$$

2. Stiel oben links:

$$\begin{aligned} M_{s_{12}} &= \mathfrak{M}_{s_{12}} + \frac{1}{2} (X_{1'} + X_{1''}) - X_2 (-1,0) \\ &\quad + \frac{1}{2} (X_{2'} - X_{2''}) \\ &= +4,155 - 0,355 + 0,009 - 2,015 = +1,754 \text{ tm}, \end{aligned}$$

2. Stiel oben rechts:

$$\begin{aligned} M_{s_{12}} &= \mathfrak{M}_{s_{12}} + \frac{1}{2} (X_{1'} + X_{1''}) - X_2 (-1,0) \\ &\quad - \frac{1}{2} (X_{2'} - X_{2''}) \\ &= -4,155 - 0,355 + 0,009 + 2,015 = -2,486 \text{ tm}, \end{aligned}$$

2. Stiel unten links:

$$M_{2'} = 0 - X_{2'} (-1,0) = -2,23 \text{ tm},$$

2. Stiel unten rechts:

$$M_{2''} = 0 - X_{2''} (-1,0) = +1,8 \text{ tm},$$

3. Stiel oben links:

$$\begin{aligned} M_{s_{13}} &= \mathfrak{M}_{s_{13}} + \frac{1}{2} (X_{2'} + X_{2''}) - X_3 (-1,0) \\ &\quad + \frac{1}{2} (X_{3'} - X_{3''}) \\ &= +9,5 + 0,215 - 0,01 - 7,635 = +3,87 \text{ tm}, \end{aligned}$$

3. Stiel oben rechts:

$$\begin{aligned} M_{s_{13}} &= \mathfrak{M}_{s_{13}} + \frac{1}{2} (X_{2'} + X_{2''}) - X_3 (-1,0) \\ &\quad - \frac{1}{2} (X_{3'} - X_{3''}) \\ &= -9,5 + 0,215 + 0,01 + 7,635 = -2,07 \text{ tm}, \end{aligned}$$

3. Stiel unten links:

$$M_{3'} = 0 - X_{3'} (-1,0) = -8,07 \text{ tm},$$

3. Stiel unten rechts:

$$M_{3''} = 0 - X_{3''} (-1,0) = +7,2 \text{ tm},$$

1. Riegel oben links:

$$\begin{aligned} M_{r_{1l}} &= \mathfrak{M}_{r_{1l}} - X_1 (-1,0) + \frac{1}{2} (X_{1'} - X_{1''}) \\ &= +1,125 - 0,014 - 0,05 = +1,061 \text{ tm}, \end{aligned}$$

1. Riegel oben rechts:

$$\begin{aligned} M_{r_{1r}} &= \mathfrak{M}_{r_{1r}} - X_1 (-1,0) - \frac{1}{2} (X_{1'} - X_{1''}) \\ &= -1,125 - 0,014 + 0,05 = -1,089, \end{aligned}$$

2. Riegel oben links:

$$\begin{aligned} M_{r_{12}} &= \mathfrak{M}_{r_{12}} - \frac{1}{2} (X_{1'} - X_{1''}) - X_2 (-1,0) \\ &\quad + \frac{1}{2} (X_{2'} - X_{2''}) \\ &= +4,155 + 0,05 + 0,009 - 2,015 = +2,154 \text{ tm}, \end{aligned}$$

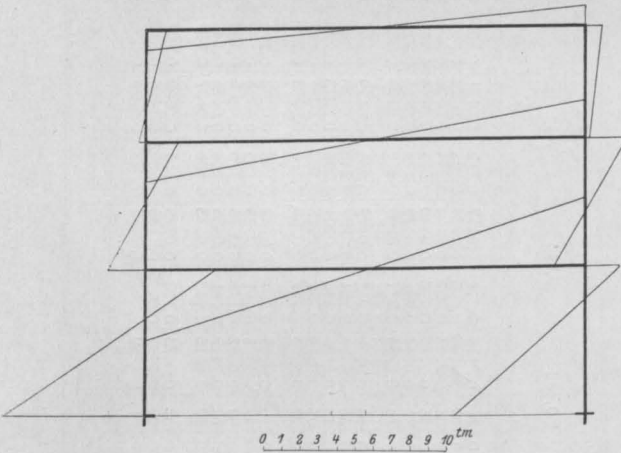


Fig. 9.

2. Riegel oben rechts:

$$M_{r_{r_2}} = \mathfrak{M}_{r_{r_2}} + \frac{1}{2} (X_1' - X_1'') - X_2 (-1,0) - \frac{1}{2} (X_2' - X_2'')$$

$$= -4,155 - 0,05 + 0,009 + 2,015 = -2,136 \text{ tm,}$$

3. Riegel oben links:

$$M_{r_{r_3}} = \mathfrak{M}_{r_{r_3}} - \frac{1}{2} (X_2' - X_2'') - X_3 (-1,0) + \frac{1}{2} (X_3' - X_3'')$$

$$= +9,5 + 2,015 - 0,01 - 7,635 = +3,87 \text{ tm}$$

3. Riegel oben rechts:

$$M_{r_{r_3}} = \mathfrak{M}_{r_{r_3}} + \frac{1}{2} (X_2' - X_2'') - X_3 (-1,0) - \frac{1}{2} (X_3' - X_3'')$$

$$= -9,5 - 2,015 - 0,01 + 7,635 = -3,89.$$

In Fig. 9 ist der Momentenverlauf eingetragen. Die Momente X_1 , X_2 und X_3 in der Riegelmitte sind sehr klein. Es wäre daher von Vorteil gewesen, in den Riegelmitte für die Berechnung Gelenke vorauszusetzen, wodurch die Winduntersuchung sich wesentlich vereinfacht hätte. Die Gleichungsreihe (VII) wäre fortgefallen und die Koeffizienten der Gleichungsreihe (VIII) (P) hätten die Form angenommen:

$$P_1 = S_1' + S_1''$$

$$P_2 = S_2' + S_2''$$

$$P_3 = S_3' + S_3''.$$

Hier wurde jedoch, um die allgemeine Durchführung zu zeigen, diese vereinfachende Voraussetzung nicht gemacht.

TABELLEN ZUR ERMITTLUNG DER EISENEINLAGEN DOPPELT ARMIERTER BALKEN.

Von Baumeister Ernst Geyer (Leipzig).

Der Eisenbetonbau stellt fast täglich dem Konstrukteur die Aufgabe, doppelt armierte Balken zu berechnen, sei es für Stützenquerschnitte kontinuierlicher Platten oder Balken, oder sei es für Balken, die aus besonderen Gründen nur eine beschränkte Höhe erhalten können. Nachdem nun für einfach armierte Balken zur Erleichterung der Rechnung von verschiedenen Seiten Tabellen aufgestellt sind, sollen nachstehend 2 Tabellen für doppelt armierte Balken der Öffentlichkeit übergeben werden, und zwar für die Eisenspannungen $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$, sowie für Betonspannungen von $\sigma_b = 30 \text{ kg/qcm}$ bis $\sigma_b = 55 \text{ kg/qcm}$. Von geringeren Betonbeanspruchungen wurde in Ermangelung eines praktischen Bedürfnisses abgesehen, dagegen aber bis $\sigma_b = 55 \text{ kg/qcm}$ die Tabelle durchgeführt, da bei Großkonstruktionen, gewissenhafte Berechnung und Ausführung vorausgesetzt, Betonspannungen bis zu dieser Größe gerechtfertigt erscheinen und auch bereits hier und da zugelassen sind.

Die Tabellen erstrecken sich nur auf Recht-

eckquerschnitte oder solche Balken, für welche die neutrale Achse noch in die Druckplatte fällt oder nur sehr wenig darunter. Die Tabellen sind aufgestellt für 21 Verhältnisse zwischen f_e und f_e' . Das Verhältnis wird mit α in den Tabellen bezeichnet derart, daß

$$f_e' = \alpha \cdot f_e$$

gesetzt wird. Die Zahl α erstreckt sich von dem Nullwerte in Zwischenstufen von 0,1 bis zu 2,0, so daß die Grenzfälle der Tabelle einmal den einfach armierten Balken ergeben, das andere Mal den Balken mit dem doppelten Druckeisen gegenüber dem Zugeisen. Damit dürfte der weitaus größten Zahl der vorkommenden Fälle Rechnung getragen sein.

Die vorliegenden Tabellen verdanken ihre Entstehung der Notwendigkeit, für einige sehr umfangreiche Ausführungen in Eisenbeton eine große Reihe doppelt armierter Querschnitte zu ermitteln, unter anderen für die umfangreichen Neubauten im Kurgarten des Königl. Bades Kissingen, soweit dieselben in Eisenbeton ausgeführt sind, und für den Neubau des Deutschen

$\sigma_e = 1000.$

σ_b	30		31		32		33		34		35		36		37		38		39		40		41		42		σ_b	
	φ		0,317		0,324		0,331		0,338		0,344		0,351		0,357		0,363		0,369		0,375		0,380		0,387			φ
	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ		
0,0	0,490	0,00465	0,476	0,00491	0,465	0,00518	0,453	0,00546	0,443	0,00575	0,433	0,00602	0,424	0,00632	0,414	0,00661	0,406	0,00690	0,398	0,00720	0,390	0,00750	0,384	0,00779	0,376	0,00813	0,0	
0,1	0,483	0,00480	0,469	0,00507	0,457	0,00535	0,445	0,00565	0,436	0,00595	0,426	0,00624	0,416	0,00655	0,406	0,00686	0,399	0,00717	0,390	0,00749	0,382	0,00782	0,375	0,00813	0,368	0,00849	0,1	
0,2	0,475	0,00495	0,462	0,00523	0,450	0,00554	0,438	0,00585	0,427	0,00617	0,418	0,00648	0,408	0,00681	0,398	0,00713	0,390	0,00747	0,382	0,00780	0,374	0,00815	0,367	0,00849	0,360	0,00888	0,2	
0,3	0,468	0,00511	0,454	0,00542	0,442	0,00574	0,430	0,00606	0,420	0,00640	0,410	0,00673	0,400	0,00709	0,390	0,00743	0,382	0,00778	0,374	0,00815	0,366	0,00853	0,359	0,00888	0,352	0,00930	0,3	
0,4	0,460	0,00529	0,446	0,00560	0,434	0,00595	0,422	0,00630	0,412	0,00665	0,402	0,00700	0,392	0,00738	0,382	0,00776	0,374	0,00813	0,366	0,00853	0,358	0,00893	0,350	0,00932	0,343	0,00978	0,4	
0,5	0,452	0,00547	0,438	0,00581	0,426	0,00617	0,414	0,00655	0,404	0,00692	0,394	0,00730	0,383	0,00771	0,374	0,00811	0,365	0,00852	0,357	0,00894	0,349	0,00938	0,342	0,00980	0,334	0,01029	0,5	
0,6	0,443	0,00567	0,430	0,00603	0,418	0,00641	0,406	0,00681	0,395	0,00722	0,385	0,00762	0,375	0,00807	0,365	0,00849	0,357	0,00893	0,348	0,00940	0,340	0,00987	0,333	0,01032	0,325	0,01086	0,6	
0,7	0,435	0,00589	0,422	0,00627	0,409	0,00668	0,397	0,00711	0,387	0,00754	0,376	0,00798	0,366	0,00845	0,357	0,00892	0,348	0,00940	0,339	0,00990	0,331	0,01042	0,324	0,01092	0,316	0,01151	0,7	
0,8	0,427	0,00612	0,413	0,00653	0,401	0,00697	0,388	0,00742	0,378	0,00789	0,367	0,00836	0,357	0,00888	0,348	0,00938	0,339	0,00992	0,330	0,01046	0,322	0,01103	0,314	0,01160	0,306	0,01224	0,8	
0,9	0,418	0,00637	0,405	0,00681	0,392	0,00728	0,380	0,00777	0,369	0,00828	0,358	0,00879	0,348	0,00935	0,338	0,00990	0,329	0,01049	0,320	0,01112	0,311	0,01180	0,302	0,01250	0,294	0,01320	0,9	
1,0	0,410	0,00665	0,396	0,00712	0,383	0,00763	0,371	0,00816	0,360	0,00871	0,349	0,00926	0,339	0,00988	0,329	0,01049	0,320	0,01112	0,311	0,01180	0,302	0,01250	0,294	0,01320	0,286	0,01401	1,0	
1,1	0,401	0,00694	0,387	0,00745	0,374	0,00800	0,361	0,00859	0,351	0,00918	0,340	0,00980	0,329	0,01046	0,319	0,01113	0,309	0,01185	0,301	0,01260	0,292	0,01340	0,284	0,01418	0,275	0,01511	1,1	
1,2	0,392	0,00727	0,378	0,00782	0,364	0,00842	0,352	0,00905	0,341	0,00972	0,330	0,01039	0,319	0,01113	0,309	0,01188	0,299	0,01268	0,290	0,01352	0,281	0,01443	0,273	0,01533	0,265	0,01640	1,2	
1,3	0,382	0,00762	0,368	0,00823	0,355	0,00888	0,342	0,00957	0,331	0,01030	0,320	0,01105	0,309	0,01189	0,298	0,01272	0,288	0,01364	0,279	0,01459	0,270	0,01563	0,262	0,01668	0,253	0,01790	1,3	
1,4	0,373	0,00802	0,358	0,00868	0,345	0,00940	0,332	0,01015	0,321	0,01096	0,309	0,01180	0,298	0,01275	0,288	0,01370	0,277	0,01473	0,268	0,01583	0,259	0,01705	0,250	0,01830	0,241	0,01972	1,4	
1,5	0,363	0,00846	0,348	0,00918	0,335	0,00997	0,322	0,01081	0,310	0,01172	0,299	0,01270	0,287	0,01375	0,276	0,01484	0,266	0,01604	0,256	0,01733	0,247	0,01875	0,238	0,02025	0,229	0,02200	1,5	
1,6	0,353	0,00894	0,338	0,00974	0,324	0,01062	0,311	0,01158	0,299	0,01261	0,288	0,01370	0,276	0,01490	0,265	0,01617	0,254	0,01760	0,244	0,01914	0,234	0,02084	0,225	0,02265	0,215	0,02480	1,6	
1,7	0,343	0,00949	0,328	0,01038	0,314	0,01137	0,300	0,01244	0,288	0,01362	0,276	0,01486	0,264	0,01630	0,252	0,01780	0,242	0,01950	0,231	0,02135	0,221	0,02340	0,211	0,02570	0,201	0,02840	1,7	
1,8	0,332	0,01010	0,317	0,01111	0,303	0,01222	0,289	0,01346	0,276	0,01481	0,264	0,01628	0,251	0,01796	0,239	0,02018	0,228	0,02180	0,217	0,02415	0,206	0,02680	0,196	0,02975	0,186	0,03330	1,8	
1,9	0,321	0,01081	0,306	0,01195	0,291	0,01323	0,277	0,01465	0,264	0,01624	0,251	0,01798	0,238	0,02000	0,226	0,02224	0,214	0,02480	0,203	0,02780	0,191	0,03125	0,180	0,03525	0,169	0,04020	1,9	
2,0	0,310	0,01162	0,294	0,01292	0,279	0,01440	0,264	0,01608	0,251	0,01796	0,237	0,02008	0,225	0,02258	0,211	0,02540	0,199	0,02880	0,187	0,03270	0,175	0,03750	0,163	0,04330	0,150	0,05080	2,0	

σ_b	43		44		45		46		47		48		49		50		51		52		53		54		55		σ_b	
	φ		0,397		0,402		0,408		0,413		0,419		0,424		0,429		0,433		0,438		0,443		0,448		0,452			φ
	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ		
0,0	0,370	0,00843	0,364	0,00873	0,358	0,009045	0,351	0,009384	0,346	0,00971	0,341	0,01005	0,335	0,0104	0,329	0,01072	0,325	0,0110	0,321	0,0114	0,316	0,0117	0,312	0,0121	0,308	0,0124	0,0	
0,1	0,362	0,00881	0,356	0,00914	0,349	0,00947	0,343	0,00984	0,338	0,01018	0,332	0,01056	0,327	0,0109	0,321	0,0113	0,317	0,0117	0,312	0,0120	0,308	0,0124	0,303	0,0128	0,299	0,0132	0,1	
0,2	0,354	0,00922	0,347	0,00958	0,341	0,00994	0,335	0,01033	0,329	0,01070	0,323	0,01110	0,318	0,0115	0,313	0,0119	0,308	0,0123	0,303	0,0127	0,299	0,0132	0,294	0,0136	0,290	0,0140	0,2	
0,3	0,345	0,00968	0,339	0,01007	0,333	0,01045	0,326	0,01089	0,320	0,01130	0,314	0,01175	0,309	0,0122	0,304	0,0126	0,299	0,0131	0,295	0,0135	0,290	0,0140	0,285	0,0144	0,281	0,0149	0,3	
0,4	0,336	0,01018	0,330	0,01060	0,324	0,01102	0,317	0,01150	0,312	0,01195	0,306	0,0124	0,300	0,0129	0,295	0,0134	0,290	0,0139	0,286	0,0144	0,281	0,0149	0,276	0,0155	0,272	0,0159	0,4	
0,5	0,327	0,01074	0,321	0,01120	0,315	0,01168	0,308	0,01219	0,302	0,01270	0,296	0,0132	0,291	0,0138	0,286	0,0143	0,281	0,0148	0,276	0,0154	0,271	0,0160	0,270	0,0166	0,262	0,0172	0,5	
0,6	0,318	0,01136	0,312	0,01185	0,305	0,01240	0,299	0,01297	0,293	0,01352	0,287	0,0141	0,281	0,0148	0,276	0,0153	0,271	0,0159	0,266	0,0166	0,261	0,0172	0,256	0,0179	0,252	0,0185	0,6	
0,7	0,309	0,01205	0,302	0,01262	0,296	0,01320	0,289	0,01384	0,283	0,01447	0,277	0,0152	0,271	0,01595	0,266	0,0165	0,261	0,0172	0,256	0,0179	0,251	0,0187	0,246	0,0195	0,242	0,0202	0,7	
0,8	0,299	0,01285	0,293	0,01348	0,286	0,01413	0,279	0,01485	0,273	0,01555	0,267	0,0163	0,261	0,0171	0,255	0,0179	0,250	0,0187	0,245	0,0195	0,240	0,0204	0,235	0,0213	0,230	0,0222	0,8	
0,9	0,289	0,01375	0,283	0,01445	0,276	0,01520	0,269	0,01600	0,262	0,01680	0,256	0,0177	0,250	0,0186	0,245	0,0195	0,239	0,0205	0,234	0,0214	0,229	0,0225	0,223	0,0235	0,219	0,0246	0,9	
1,0	0,279	0,01480	0,272	0,01560	0,265	0,01645	0,258	0,01738	0,252	0,01832	0,245	0,0194	0,239	0,0204	0,233	0,0215	0,228	0,0226	0,222	0,0238	0,217	0,0250	0,211	0,0263	0,207	0,0276	1,0	
1,1	0,268	0,01600	0,261	0,01690	0,254	0,01790	0,247	0,01900	0,240	0,02010	0,233	0,0213	0,227	0,0226	0,221	0,0239	0,215	0,0252	0,210	0,0266	0,204	0,0282	0,198	0,0298	0,194	0,0314	1,1	
1,2	0,257	0,01740	0,250	0,01850	0,242	0,01967	0,235	0,02095	0,228	0,02230	0,222	0,0237	0,215	0,0253	0,208	0,0269	0,203	0,0285	0,197	0,0303	0,191	0,0323	0,185	0,0344	0,180	0,0365	1,2	
1,3	0,245	0,01912	0,238	0,02040	0,230	0,0218	0,223	0,0233	0,216	0,02495	0,209	0,0267	0,202	0,0287	0,195	0,0307	0,189	0,0328	0,183	0,0352	0,176	0,0378	0,170	0,0406	0,164	0,0436	1,3	
1,4	0,233	0,02120	0,225	0,02270	0,217	0,0244	0,210	0,0264	0,202																			

Tabelle für die Berechnung von doppelt armierten Balken.

$\sigma_c = 1200.$

σ_b	30		31		32		33		34		35		36		37		38		39		40		41		42		σ_b
	φ		0,279		0,286		0,292		0,298		0,304		0,310		0,316		0,322		0,328		0,333		0,338		0,344		
	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	
0,0	0,518	0,00341	0,505	0,00360	0,491	0,00381	0,479	0,00401	0,468	0,00422	0,457	0,00443	0,447	0,00465	0,438	0,00487	0,428	0,00510	0,419	0,00533	0,411	0,00555	0,403	0,00578	0,396	0,00602	0,0
0,1	0,512	0,00350	0,498	0,00370	0,485	0,00392	0,472	0,00413	0,462	0,00435	0,451	0,00457	0,441	0,00479	0,431	0,00502	0,421	0,00526	0,412	0,00550	0,404	0,00574	0,396	0,00598	0,388	0,00624	0,1
0,2	0,505	0,00259	0,492	0,00380	0,478	0,00402	0,465	0,00425	0,455	0,00447	0,444	0,00471	0,434	0,00495	0,424	0,00519	0,414	0,00543	0,406	0,00567	0,397	0,00591	0,389	0,00615	0,381	0,00642	0,2
0,3	0,498	0,00369	0,485	0,00391	0,471	0,00414	0,459	0,00438	0,448	0,00462	0,437	0,00486	0,427	0,00511	0,417	0,00537	0,408	0,00564	0,399	0,00590	0,390	0,00616	0,382	0,00643	0,374	0,00673	0,3
0,4	0,492	0,00379	0,478	0,00402	0,465	0,00426	0,452	0,00451	0,442	0,00476	0,430	0,00502	0,420	0,00528	0,410	0,00555	0,400	0,00584	0,391	0,00612	0,382	0,00641	0,374	0,00669	0,367	0,00700	0,4
0,5	0,485	0,00390	0,471	0,00413	0,459	0,00440	0,445	0,00465	0,434	0,00492	0,423	0,00519	0,412	0,00547	0,402	0,00576	0,393	0,00606	0,382	0,00637	0,375	0,00666	0,367	0,00696	0,359	0,00730	0,5
0,6	0,478	0,00402	0,464	0,00426	0,449	0,00454	0,437	0,00481	0,427	0,00509	0,415	0,00538	0,405	0,00567	0,395	0,00598	0,385	0,00630	0,376	0,00662	0,367	0,00694	0,360	0,00726	0,351	0,00762	0,6
0,7	0,471	0,00414	0,457	0,00440	0,443	0,00468	0,430	0,00497	0,420	0,00527	0,408	0,00558	0,398	0,00589	0,388	0,00621	0,378	0,00655	0,368	0,00690	0,359	0,00725	0,352	0,00759	0,343	0,00797	0,7
0,8	0,464	0,00427	0,450	0,00454	0,436	0,00485	0,423	0,00515	0,412	0,00546	0,400	0,00579	0,390	0,00611	0,380	0,00647	0,370	0,00683	0,360	0,00720	0,351	0,00757	0,344	0,00794	0,336	0,00837	0,8
0,9	0,459	0,00441	0,443	0,00470	0,429	0,00501	0,415	0,00534	0,405	0,00567	0,393	0,00601	0,382	0,00637	0,372	0,00674	0,362	0,00714	0,352	0,00753	0,343	0,00794	0,336	0,00834	0,327	0,00879	0,9
1,0	0,446	0,00455	0,435	0,00486	0,421	0,00520	0,408	0,00554	0,397	0,00589	0,385	0,00626	0,374	0,00664	0,364	0,00704	0,354	0,00747	0,344	0,00790	0,335	0,00833	0,327	0,00877	0,318	0,00926	1,0
1,1	0,441	0,00471	0,427	0,00503	0,413	0,00539	0,400	0,00576	0,389	0,00614	0,377	0,00653	0,366	0,00694	0,356	0,00737	0,346	0,00783	0,336	0,00830	0,327	0,00877	0,318	0,00925	0,310	0,00978	1,1
1,2	0,434	0,00488	0,420	0,00522	0,405	0,00560	0,392	0,00600	0,381	0,00640	0,369	0,00683	0,358	0,00727	0,347	0,00773	0,337	0,00824	0,327	0,00873	0,318	0,00926	0,310	0,00978	0,301	0,01038	1,2
1,3	0,426	0,00506	0,411	0,00543	0,397	0,00584	0,384	0,00625	0,372	0,00669	0,360	0,00715	0,349	0,00762	0,338	0,00813	0,328	0,00867	0,318	0,00923	0,309	0,00980	0,301	0,01038	0,292	0,01105	1,3
1,4	0,418	0,00525	0,404	0,00565	0,389	0,00608	0,375	0,00653	0,364	0,00700	0,352	0,00750	0,340	0,00801	0,330	0,00857	0,319	0,00916	0,309	0,00978	0,300	0,01040	0,291	0,01105	0,282	0,01180	1,4
1,5	0,410	0,00546	0,395	0,00588	0,381	0,00635	0,367	0,00684	0,355	0,00735	0,343	0,00789	0,332	0,00845	0,321	0,00907	0,310	0,00972	0,300	0,01040	0,290	0,01111	0,281	0,01182	0,272	0,01267	1,5
1,6	0,402	0,00569	0,387	0,00615	0,372	0,00665	0,358	0,00717	0,346	0,00773	0,334	0,00832	0,322	0,00895	0,311	0,00962	0,301	0,01032	0,290	0,01110	0,280	0,01199	0,271	0,01272	0,262	0,01368	1,6
1,7	0,393	0,00594	0,378	0,00643	0,363	0,00698	0,349	0,00754	0,337	0,00815	0,325	0,00880	0,313	0,00949	0,302	0,01022	0,291	0,01105	0,280	0,01190	0,270	0,01280	0,261	0,01375	0,252	0,01485	1,7
1,8	0,385	0,00621	0,370	0,00673	0,354	0,00734	0,340	0,00795	0,328	0,00862	0,315	0,00934	0,303	0,01010	0,292	0,01094	0,281	0,01185	0,270	0,01283	0,260	0,01390	0,250	0,01500	0,240	0,01625	1,8
1,9	0,375	0,00650	0,361	0,00708	0,345	0,00773	0,331	0,00841	0,318	0,00915	0,305	0,00995	0,293	0,01080	0,282	0,01175	0,270	0,01280	0,259	0,01392	0,249	0,01510	0,239	0,01645	0,229	0,01795	1,9
2,0	0,366	0,00683	0,351	0,00746	0,336	0,00817	0,321	0,00893	0,308	0,00975	0,295	0,01064	0,283	0,01161	0,271	0,01270	0,259	0,01390	0,248	0,01522	0,237	0,01666	0,227	0,01825	0,216	0,02005	2,0

σ_b	43		44		45		46		47		48		49		50		51		52		53		54		55		σ_b
	φ		0,350		0,354		0,360		0,365		0,370		0,375		0,380		0,385		0,390		0,398		0,403		0,407		
	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	μ	ϱ	
0,0	0,388	0,00627	0,382	0,00648	0,375	0,00675	0,368	0,00699	0,362	0,00724	0,356	0,00750	0,351	0,00775	0,345	0,00802	0,340	0,00829	0,335	0,00854	0,331	0,00879	0,326	0,00906	0,322	0,00932	0,0
0,1	0,380	0,00650	0,374	0,00673	0,368	0,00701	0,361	0,00727	0,355	0,00753	0,349	0,00780	0,344	0,00808	0,338	0,00837	0,333	0,00866	0,328	0,00893	0,324	0,00920	0,318	0,00950	0,314	0,00978	0,1
0,2	0,373	0,00675	0,367	0,00700	0,360	0,00730	0,354	0,00758	0,348	0,00786	0,342	0,00814	0,336	0,00844	0,331	0,00875	0,325	0,00906	0,320	0,00935	0,316	0,00964	0,311	0,00995	0,307	0,01025	0,2
0,3	0,366	0,00702	0,360	0,00730	0,353	0,00760	0,346	0,00790	0,340	0,00821	0,334	0,00852	0,329	0,00883	0,323	0,00917	0,318	0,00951	0,313	0,00980	0,308	0,01011	0,303	0,01049	0,299	0,01081	0,3
0,4	0,359	0,00732	0,352	0,00760	0,345	0,00794	0,339	0,00826	0,333	0,00858	0,326	0,00893	0,321	0,00926	0,315	0,00963	0,310	0,00999	0,305	0,01032	0,300	0,01068	0,295	0,01105	0,291	0,01142	0,4
0,5	0,351	0,00764	0,345	0,00794	0,338	0,00831	0,331	0,00865	0,325	0,00900	0,319	0,00937	0,313	0,00975	0,307	0,01013	0,302	0,01052	0,296	0,01090	0,292	0,01128	0,287	0,01170	0,282	0,01210	0,5
0,6	0,344	0,00799	0,337	0,00832	0,330	0,00871	0,323	0,00909	0,317	0,00947	0,311	0,00987	0,305	0,01028	0,299	0,01070	0,293	0,01112	0,288	0,01153	0,284	0,01196	0,278	0,01242	0,274	0,01286	0,6
0,7	0,336	0,00837	0,329	0,00873	0,322	0,00915	0,315	0,00956	0,309	0,00998	0,303	0,01041	0,297	0,01085	0,291	0,01132	0,285	0,01180	0,280	0,01225	0,275	0,01272	0,270	0,01325	0,265	0,01373	0,7
0,8	0,328	0,00879	0,321	0,00919	0,313	0,00965	0,307	0,01009	0,300	0,01055	0,294	0,01101	0,288	0,01151	0,282	0,01202	0,276	0,01256	0,271	0,01306	0,266	0,01360	0,261	0,01418	0,256	0,01472	0,8
0,9	0,319	0,00925	0,312	0,00969	0,305	0,01019	0,298	0,01068	0,291	0,01118	0,285	0,01171	0,279	0,01226	0,273	0,01284	0,267	0,01342	0,262	0,01400	0,257	0,01460	0,251	0,01525	0,247	0,01587	0,9
1,0	0,311	0,00977	0,304	0,01023	0,296	0,01080	0,289	0,01134	0,282	0,01190	0,276	0,01250	0,270	0,01310	0,263	0,01375	0,258	0,01442	0,252	0,01508	0,247	0,01575	0,242	0,01650	0,237	0,01720	1,0
1,1	0,302	0,01035	0,295	0,01086	0,287	0,01149	0,280	0,01210	0,273	0,01272	0,267	0,01338	0,261	0,01407	0,254	0,01480	0,248	0,01558	0,242	0,01631	0,237	0,01709	0,232	0,01795	0,227	0,01880	1,1
1,2	0,293	0,01100	0,286	0,01157	0,278	0,01227	0,271	0,01295	0,264	0,01365	0,257	0,01442	0,251	0,01520	0,244	0,01605	0,238	0,01692	0,232	0,01779	0,227	0,01870	0,221	0,01975	0,216	0,02070	1,2
1,3	0,284	0,01173	0,276	0,01239	0,268	0,01317	0,261	0,01394	0,254	0,01475	0,247	0,01562	0,241	0,01652	0,234	0,01750	0,227	0,01852	0,222	0,01955	0,216	0,02060	0,210	0,02190	0,205	0,02310	1,3
1,4	0,274	0,01257	0,266	0,01332	0,258	0,01421	0,251	0,01510																			

Museums in München betreffs des von der Firma Dyckerhoff & Widmann, Nürnberg, ausgeführten Teiles. Bei beiden Bauwerken lag die behördliche Prüfung der Eisenbetonkonstruktionen Herrn Bauamtman Dr. J. B. Bosch in München ob, welcher die Tabellen zu den erwähnten Bauten zum Gebrauche zuließ, nachdem die Nachprüfung einer Reihe gemäß den „Bestimmungen“ durchgerechneter Querschnitte mit den Tabellen die Zuverlässigkeit der letzteren ergeben hatte. Während der 2 Jahre, welche der Verfasser seine Tabellen nunmehr benutzt, haben diese ihm gute Dienste geleistet, so daß zu erwarten steht, daß viele Konstrukteure sie mit gleichem Nutzen verwenden werden.

Ableitung der Tabellenwerte.

Im Jahre 1908 wurde von der Firma Rud. Wolle in Leipzig für die Berechnung der Saxoniamaste eine Tabelle aufgestellt für den Sonderfall $f_e = f_e'$, $\sigma_e = 900$ und 1000 kg/qcm und $\sigma_b = 20 \text{ kg/qcm}$ bis 40 kg/qcm . Diese für bestimmte Sonderzwecke aufgestellte Tabelle ist durch nachstehende Tabellen zum praktischen allgemeinen Gebrauche durchgebildet bzw. weitergeführt.

Nach den für die Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen allgemein gemachten Annahmen gelten die Beziehungen

$$x = \frac{15 \sigma_b}{\sigma_e + 15 \sigma_b} \cdot (h - a) \dots \dots \dots (1)$$

$$f_e \cdot \sigma_e = Z = D = \frac{M}{h - a - \frac{x}{3}} \dots \dots \dots (2)$$

Für die Tabellen ist nun die weitere Annahme gemacht, daß die Druckeisen liegen im Schwerpunkte der Betondruckfläche, die als Dreieck angenommen wird.

Unter dieser Voraussetzung ist dann

$$f_e \cdot \sigma_e = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot b + 15 \cdot f_e' \cdot \frac{2}{3} \cdot \sigma_b \dots \dots \dots (3)$$

und, wenn nun eingeführt wird

$$f_e' = \alpha \cdot f_e,$$

$$f_e \cdot \sigma_e = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot b + 10 \cdot \sigma_b \cdot \alpha \cdot f_e \dots \dots \dots (3a)$$

Zur Vereinfachung der Formeln werden folgende durch andere Tabellen bereits eingeführte Abkürzungen in die Rechnung eingeführt:

$$\frac{15 \sigma_b}{\sigma_e + 15 \sigma_b} = \varphi$$

also

$$x = \varphi (h - a).$$

Aus Gl. (3a) ergibt sich dann

$$f_e = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2(\sigma_e - 10 \alpha \sigma_b)} = \frac{\sigma_b \cdot b \cdot \varphi \cdot (h - a)}{2(\sigma_e - 10 \alpha \sigma_b)} \dots \dots (4)$$

$$f_e = \frac{\sigma_b \cdot \varphi}{2(\sigma_e - 10 \alpha \sigma_b)} \cdot b \cdot (h - a) = \varrho \cdot b \cdot (h - a). (4a)$$

Aus Gl. (2) folgt ohne weiteres:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{\sigma_e \cdot (h - a) \cdot \left(1 - \frac{\varphi}{3} \right)} \quad (2a)$$

Aus den beiden Werten für f_e kann dann eine Auflösung nach $(h - a)$ stattfinden, wie folgt:

$$\frac{\sigma_b \varphi}{2(\sigma_e - 10 \alpha \sigma_b)} b (h - a) = \frac{M}{\sigma_e (h - a) \left(1 - \frac{\varphi}{3} \right)},$$

$$(h - a)^2 = \frac{M}{\sigma_e \left(1 - \frac{\varphi}{3} \right)} \cdot \frac{2(\sigma_e - 10 \alpha \sigma_b)}{b \sigma_b \varphi}$$

$$= \frac{2(\sigma_e - 10 \alpha \sigma_b)}{\sigma_e \left(1 - \frac{\varphi}{3} \right) \sigma_b \cdot \varphi} \cdot \frac{M}{b},$$

$$h - a = \sqrt{\frac{2(\sigma_e - 10 \alpha \sigma_b)}{\sigma_e \left(1 - \frac{\varphi}{3} \right) \sigma_b \cdot \varphi}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = \mu \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

In den Tabellen sind nun die Werte φ , μ u. ϱ für die verschiedenen Verhältnisse α zusammengestellt.

Erläuterung zu dem Gebrauch der Tabellen.

Die erste horizontale Reihe zeigt die Betonspannung an, die darunter befindliche 2. Reihe enthält die zur Ermittlung von x erforderlichen Koeffizienten φ . Der Wert φ ist nur von σ_e u. σ_b abhängig, behält also für alle Verhältnisse α die gleiche Größe. Unter diesen Werten φ beginnt dann eine vertikale Doppelreihe für jede Betonspannung, die erste dieser Reihen enthält die Größen μ , die zur Ermittlung von $(h - a)$ dienen, die zweite enthält die Werte ϱ zur Berechnung von f_e .

Für die 21 untereinander stehenden Zahlenreihen ist rechts und links der Tabelle das Verhältnis $\alpha = f_e' : f_e$ angegeben, so daß z. B. die unter den Bezeichnungen μ und ϱ stehende horizontale Tabellenreihe gilt für den Fall $f_e' = 0,0 f_e$, d. h. für den einfach armierten Balken, die folgende für den Fall $f_e' = 0,1 f_e$, die nächste für $f_e' = 0,2 f_e$ usw.

Die zum Gebrauche der Tabelle dienenden Formeln sind nachstehend noch einmal zusammengefaßt:

$$x = \varphi (h - a) \dots \dots \dots (I)$$

$$h - a = \mu \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \dots \dots \dots (IIa)$$

$$\mu = \frac{h - a}{\sqrt{\frac{M}{b}}} \dots \dots \dots (IIb)$$

$$f_e = \varrho (h - a) b \dots \dots \dots (III)$$

$$f_e' = \alpha f_e \dots \dots \dots (IV)$$

Zu beachten ist in Formel III der Faktor $(h - a)$, während in den entsprechenden Formeln zu den Tabellen für einfach armierte Balken das Moment M in die Rechnung eingeführt ist.

Anwendungsbeispiele.

Zu dem beistehenden, der Praxis entnommenen Beispiele eines Momentenverlaufes sollen mittels der Tabellen die Armierungen des Balkens über den Stützen gefunden werden. Aus besonderen Gründen ist eine durchgehende Balkenhöhe von 0,40 m und eine Rippenbreite von ebenfalls 0,40 m vorgeschrieben, Konsole an den Stützen also ausgeschlossen.

Für den vorliegenden Fall als Anwendungsbeispiel sollen erforderlichlich werdende Interpolationen zwischen den Tabellenwerten mit sonst in der Praxis nicht üblicher Genauigkeit erfolgen, um durch Nachprüfung mit den ministeriellen Bestimmungen einen vollkommenen Vergleich zu erhalten.

Diese Annahme ist zwar nicht ganz korrekt, beeinflusst aber das Resultat nur in ganz geringem Maße, wie die folgenden Beispiele zeigen werden:

$$M_1 = -11\,250 \text{ mkg},$$

$$\frac{M}{b} = \frac{11\,250}{0,40} = 28\,125 \text{ mkg},$$

$$\mu = \frac{h-a}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{36}{167,5} = 0,215,$$

$$\sigma = 40/1000 \text{ kg/qcm}.$$

In der Tabelle für $\sigma_e = \text{kg/qcm}$ findet man durch Interpolation:

$$\alpha = 1,74,$$

$$\rho = 0,024\,76,$$

$$f_e = 0,024\,76 \cdot 36 \cdot 40 = 35,6 \text{ qcm},$$

$$f_e' = 1,74 \cdot 35,6 \cdot \frac{\frac{2}{3} \cdot 13,5}{13,5 - 4}$$

$$= 1,74 \cdot 35,6 \cdot 0,947 = 58,7 \text{ qcm}.$$

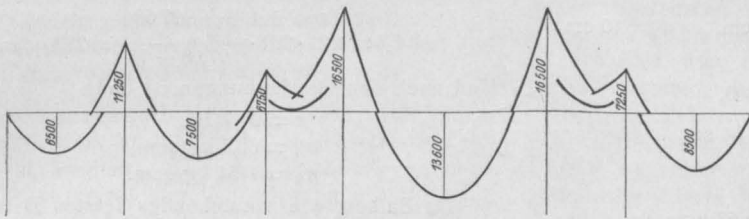


Fig. 1.

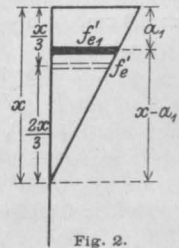


Fig. 2.

Als weitere Bedingungen seien gestellt:

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}, \quad \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm};$$

$$h = 40 \text{ cm}, \quad h - a = 36 \text{ cm}, \quad a_1 = 4 \text{ cm},$$

$$x = \rho (h - a) = 0,375 \cdot 36 = 13,5 \text{ cm}, \quad \frac{x}{3} = 4,5 \text{ cm}.$$

In den Tabellen ist eine Lage des Druckeizens im Abstände von $\frac{x}{3} = 4,5 \text{ cm}$ vom Rande vorausgesetzt, tatsächlich soll aber das Eisen einen Abstand von nur 4 cm vom Rande erhalten. Es wird daher eine Reduktion von f_e' vorgenommen dergestalt, daß das statische Moment des in $\frac{x}{3}$ liegenden Druckeizens, bezogen auf die Nulllinie, gleichgesetzt wird dem statischen Momente des im Abstände von 4 cm vom Rande erforderlichen Eisens. Das mit der Tabelle gefundene Druckeisen ist also noch zu multiplizieren mit

$$z = \frac{\frac{2}{3} x}{x - a_1}$$

gefunden aus der Bedingung:

$$f_e' \cdot \frac{2}{3} x = f_{e_1} (x - a_1).$$

Nach den ministeriellen Bestimmungen ergibt sich für die gefundenen Werte:

$$x = 13,47 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = 39,7 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 996 \text{ kg/qcm},$$

$$M_2 = -6750 \text{ mkg},$$

$$\frac{M}{b} = 16\,875 \text{ mkg},$$

$$\mu = \frac{36}{129,9} = 0,277,$$

$$\sigma = 40/1000 \text{ kg/qcm},$$

$$\alpha = 1,236,$$

$$\rho = 0,014\,866,$$

$$f_e = 0,014\,866 \cdot 36 \cdot 40 = 21,4 \text{ qcm},$$

$$f_e' = 1,236 \cdot 21,4 \cdot 0,947 = 25,05 \text{ qcm}.$$

Nach den Vorschriften durchgerechnet, ergibt:

$$x = 13,5 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = 39,8 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 995 \text{ kg/qcm},$$

$$M_3 = -16\,500 \text{ mkg},$$

$$\frac{M}{b} = 41\,250 \text{ mkg},$$

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{36}{203} = 0,1775, \\ \alpha &= 1,9844, \\ \rho &= 0,036\ 52, \\ f_e &= 0,036\ 52 \cdot 36 \cdot 40 = 52,5\ \text{qcm}, \\ f_e' &= 1,9844 \cdot 52,5 \cdot 0,947 = 98,5\ \text{qcm}.\end{aligned}$$

Nach den Vorschriften ist

$$\begin{aligned}x &= 13,5\ \text{cm}, \\ \sigma_b &= 39,5\ \text{kg/qcm}, \\ \sigma_e &= 989\ \text{kg/qcm}.\end{aligned}$$

Daß die Tabellen aber auch für sehr große Balkenhöhen trotz der theoretisch nicht ganz einwandfreien Reduktion des Druckeisens äußerst gute Resultate ergeben, soll noch an zwei Beispielen gezeigt werden.

$$\begin{aligned}M &= 100\ 000\ \text{mkg}, & b &= 0,40\ \text{m}, \\ \frac{M}{b} &= 250\ 000\ \text{mkg},\end{aligned}$$

Als Maximalspannungen sollen im vorliegenden Falle zugelassen sein 45/1200 kg/qcm.

$$h = 160\ \text{cm}, \quad h - a = 150\ \text{cm}, \quad a_1 = 10\ \text{cm}.$$

Dann ist

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{150}{500} = 0,300, \\ x &= 0,36 \cdot 150 = 54\ \text{cm}, \\ \alpha &= 0,95, \\ \rho &= 0,0105, \\ f_e &= 0,0105 \cdot 150 \cdot 40 = 63\ \text{qcm}, \\ f_e' &= 0,95 \cdot 63 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{54}{54 - 10} = 49\ \text{qcm}.\end{aligned}$$

Nach den ministeriellen Vorschriften berechnen sich dann folgende Spannungen:

$$\begin{aligned}x &= 54,09\ \text{cm}, \\ \sigma_b &= 44,2\ \text{kg/qcm}, \\ \sigma_e &= 1176\ \text{kg/qcm}.\end{aligned}$$

Das letzte Beispiel soll in wohl nur ganz selten vorkommenden Dimensionen und Armierungen gewählt werden, um zu zeigen, bis zu welchen Abweichungen die Reduktion des Druckeisens führen kann. Die Abweichungen kommen, wenn das Druckeisen in einem geringeren Abstände vom äußeren Rande liegt als $\frac{x}{3}$, stets der Sicherheit zugute.

$$M = 625\ 000\ \text{mkg}, \quad b = 0,50\ \text{m}, \quad h - a = 240\ \text{cm}, \\ a_1 = 15\ \text{cm}.$$

Zulässig sollen sein $\sigma_b = 55\ \text{kg/qcm}$, $\sigma_e = 1200\ \text{kg/qcm}$. Es ist dann

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{240}{1118} = 0,2145, \\ \alpha &= 1,21, \\ \rho &= 0,020\ 95, \\ x &= 0,407 \cdot 240 = 97,68\ \text{cm}, \\ f_e &= 0,020\ 95 \cdot 240 \cdot 50 = 251\ \text{qcm}, \\ f_e' &= 1,21 \cdot 251 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{97,68}{97,68 - 15} = 239\ \text{qcm}.\end{aligned}$$

Und nach den Bestimmungen ist dann

$$\begin{aligned}x &= 97,7\ \text{cm}, \\ \sigma_b &= 52,7\ \text{kg/qcm}, \\ \sigma_e &= 1151\ \text{kg/qcm}.\end{aligned}$$

Da Balken wie vorstehendes letztes Beispiel sehr selten sind, kann man sich mit dieser Annäherung wohl zufrieden geben. Für normale Balkenhöhen haben sich, wie die vorhergehenden Beispiele zeigten, so gute Resultate ergeben, daß der praktische Wert dieser Tabelle erwiesen sein dürfte.

NEUE VERSUCHE DES ÖSTERREICHISCHEN INGENIEUR-UND ARCHITEKTEN- VEREINES UND DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Besprochen von Dipl.-Ing. F. l'Allemand (Wesel a. Rh.).

I.

Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Eisenbetonausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines*).

Heft I. Verwendete Baustoffe und deren Prüfung. Von Ing. Karl Nähr, k. k. Bau-Oberkommissär. — Versuche mit bewehrten Betonkörpern. Von August Hanisch, k. k. Oberbaurat, Professor. — Versuche mit bewehrten Rechteckbalken. Von Bernhard Kirsch, Professor.

Heft II. Versuche mit Plattenbalken. Von Josef Melan, k. k. Hofrat, Professor.

Heft III. Versuche mit Eisenbetonsäulen. Von Josef A. Spitzer, Ingenieur.

Die Versuche des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines verfolgen den Zweck Grundlagen für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken zu schaffen bzw. die bestehenden auf ihre Richtigkeit zu prüfen. Über die Ergebnisse dieser umfangreichen Untersuchungen, deren Durchführung in die Jahre 1909 bis 1912 fällt, liegen bereits eine Reihe von Berichten vor,

*) Verlag von Franz Deuticke in Wien.

auf die im folgenden kurz eingegangen werden soll. Vorweg sei bemerkt, daß sämtliche Probekörper nur mit jener Sorgfalt hergestellt wurden, welche einer guten Ausführung auf der Baustelle entsprach. Hierdurch sollte die Übertragung der Schlußfolgerungen auf die Bedürfnisse der Bau Praxis erleichtert werden.

Heft I bringt zunächst eine Zusammenstellung der verwendeten Baustoffe und deren Prüfung. Diese erstreckte sich bei den verwendeten Zementarten — 2 Portlandzemente und Königshofer Schlackenzement — auf die übliche Normenprobe, bei den Zuschlagstoffen auf die Bestimmung der „Schwundung“, d. i. der Volumenverminderung des gemischten Gemenges. Die Festsetzung der Mischungsverhältnisse erfolgte nach den österreichischen amtlichen Vorschriften vom Jahre 1911 durch Angabe der Gewichtsmenge Zement auf den cbm fertiger Masse von Sand- und Steinmaterial. Es wurden folgende Mischungsverhältnisse gewählt:

Nach Gewichtsteilen: 420 kg Zement pro cbm, entspricht nach Raumteilen etwa 1:3,
nach Gewichtsteilen: 320 kg Zement pro cbm, entspricht nach Raumteilen etwa 1:4,
nach Gewichtsteilen: 250 kg Zement pro cbm, entspricht nach Raumteilen etwa 1:5.

Der Wasserzusatz betrug für die Portlandzemente 17—15% bzw. 20—17% für den Schlackenzement. Es sei bemerkt, daß der spezifisch leichtere Schlackenzement durch Festlegung der Mischung nach Gewichtsteilen eine im Verhältnis fettere Mischung ergab. Die verwendeten Rund-, Flach- und Winkeleisen genügten den Proben der maßgebenden Vorschriften.

Die Untersuchungen mit unbewehrten Betonkörpern umfassen die Ermittlung der Zug-, Druck- und Biegezugfestigkeit für alle vorkommenden Mischungsverhältnisse, Erhärtungszeiten und Zementgattungen. Zur Bestimmung der Druckfestigkeiten dienten Würfel von 20 cm Seitenlänge. Die Zugprobekörper mit keilförmig ausgebildeten Köpfen hatten einen Querschnitt von 10 × 10 cm. Für die Biegeproben wurden 1,70 m lange Balken von 15 × 22 cm Querschnitt, belastet durch 2 gleich große, symmetrisch liegende Kräfte in 50 cm Abstand, verwendet. Nach den Ergebnissen der Versuche liegt das Verhältnis der reinen Zugfestigkeit zur Biegezugfestigkeit nach vierwöchentlicher Erhärtung ungefähr bei 0,5 und nähert sich mit zunehmendem Alter dem Werte 1. Es dürfte sich jedoch empfehlen, die angegebenen Zahlen mit großer Vorsicht aufzunehmen, da es bei deren Festlegung vor allem auf den Rechnungsgang ankommt, welcher zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit eingeschlagen wird. Hierüber liegen jedoch keine Angaben vor.

Um den Einfluß der Bewehrungsstärke auf die Größe der Biegezugspannungen festzu-

stellen, wurden mit 28 Tage alten, rechteckigen Probekörpern, die einen durchschnittlichen Eisenquerschnitt von 0,52 bis 3,15% besaßen, Biegeversuche vorgenommen. Die rechteckigen, 15 × 30 Zentimeter starken Balken hatten bei 2,20 m Gesamtlänge eine Stützweite von 2,0 m und waren durch 2 symmetrisch gelegene Einzellasten im Abstände von 0,70 m beansprucht. Die Belastung wurde, von einer Anfangslast von 200 kg ausgehend, um je 400 kg gesteigert und die jeder derartigen Belastungsstufe sowie dem Anfangszustande entsprechende Formänderung gemessen. Diese Feinmessungen erstreckten sich auf die Bestimmung der Einsenkung in der Mitte und der Verlängerungen und Verkürzungen einer im Abstände von 3 cm vom Rande entfernt gelegenen Faser für eine Meßlänge von 20 cm. Die derart gewonnenen Zahlen wurden in Tabellen zusammengestellt und zur Berechnung der Spannungen und Durchbiegungen benutzt. Die hierbei gemachten Voraussetzungen entsprechen wieder den amtlichen Vorschriften. Ein Vergleich dieser so errechneten Spannungen mit den auf dem Versuchswege abgeleiteten und unmittelbar gemessenen Werten zeigt die bekannten Abweichungen. Wie zu erwarten war, nimmt die Tragfähigkeit der Balken mit der Steigerung der Bewehrung zu und zwar anfänglich rasch (bis 2%), dann langsamer. Für die Betonzugspannung ergab sich ein von der Bewehrungsstärke nahezu unabhängiger Wert, im Durchschnitt etwa 20 kg/qcm. Dagegen steigt die Betondruckspannung mit wachsender Bewehrung, die Eisenzugspannung sinkt hierbei. Mit der Güte des Zementes nahmen auch die Biegezugspannungen zu, jedoch nicht in gleicher Weise wie die Würfelzugfestigkeiten. Zu diesem Vergleich wurde eine sogenannte „ideelle“ Biegezugspannung herangezogen. Die unmittelbaren Ursachen des Bruches sind aus den beigegebenen Abbildungen in der Überwindung der Scherfestigkeit zu suchen. Aus den Biege- und Dehnungsmessungen wurden schließlich die Elastizitätsziffern für die verschiedenen Bewehrungsgrade ermittelt. Es zeigte sich, daß die aus den Durchbiegungen gerechneten Werte ganz bedeutend über dem vorgeschriebenen von $E = 140\,000 \text{ kg/qcm}$ liegen, dagegen die aus den Dehnungsmessungen abgeleiteten viel geringere Abweichungen zeigten. Für die durch die Elastizitätsziffern gegebene Größe $n = \frac{E_e}{E_b}$

wurde ein durchschnittlicher Wert von 3 bis 5 gegenüber der in den Vorschriften festgelegten Zahl $n = 15$ gefunden.

Ein Vergleich der beobachteten und berechneten Durchbiegungen ergab, daß deren Verhältnis nirgends den Wert 1 erreichte. Schließlich wurde noch der Sicherheitsgrad der geprüften Balken hinsichtlich der Betondruck- und -zugfestigkeit verglichen. Hierbei stellte sich im ersten

Falle eine Zunahme mit gesteigerter Bewehrung heraus, dagegen blieb die Rißbildung in der Zugzone von der Größe des Eisenquerschnittes nahezu unabhängig.

Wie bereits erwähnt, wurden bei der Auswertung der Versuche die in Österreich geltenden amtlichen Vorschriften berücksichtigt. Nun liegen aber den auf solche Weise errechneten Spannungen gerade jene Annahmen zugrunde, deren Berechtigung eben erst durch die Versuche geprüft werden soll. Es ist demnach nicht von den im allgemeinen ziemlich willkürlich festgesetzten Ziffern irgendwelcher Vorschriften auszugehen, sondern ausschließlich von den Messungsergebnissen. Vorbedingung hierfür ist jedoch, daß letztere in völlig einwandfreier Weise ermittelt werden. Hierzu genügt es aber z. B. nicht, an einem Rechteckbalken von 15×30 cm Querschnitt nur 2 Feinmessungen auszuführen, wie dies in den vorliegenden Untersuchungen geschehen ist. Auf diese lediglich durch Beobachtung gefundenen Zahlen muß sich zunächst jede Berechnung der Spannungswerte stützen. Um zu praktisch brauchbaren einfachen Ergebnissen zu gelangen, sind minder wichtige Einflüsse zu streichen. Es kommt bei diesem Vorgange weniger auf die Menge der Probekörper an, als vielmehr auf eine genügende Anzahl von Feinmessungen und die Untersuchung weit auseinander liegender Fälle, innerhalb welcher Grenzen sich die üblichen Ausführungen bewegen. Auch dürfte es nicht notwendig sein, die Belastung stets bis zum Bruche zu steigern, weil sich ohnehin selbst bei homogenem Material über der Elastizitätsgrenze zu große Unregelmäßigkeiten in den Spannungszuständen ergeben und diese selbst bei sogenannten Probelastungen nicht in Frage kommen. Es ist im wesentlichen jedoch wohl anzunehmen, daß trotzdem im großen und ganzen die oben wiedergegebenen Schlußfolgerungen zutreffen werden. Eine besonders anfechtbare Größe bildet die „ideelle“ Biegungsspannung, die zu irgendwelchen Vergleichen vollkommen ungeeignet ist, um so mehr, als für die berechneten Einzelwerte an der Bruchgrenze auch nicht mehr das Geradenliniengesetz gilt. Ferner ist die Berechnung der Elastizitätsziffern aus den Durchbiegungen deswegen mit großer Vorsicht aufzunehmen, da die Kenntnis des wirksamen Trägheitsmomentes für Beton- und Eisenbetonquerschnitte derzeit eine äußerst unklare ist. Eher wäre meines Erachtens bei den Durchbiegungsmessungen der umgekehrte Weg zu empfehlen: mit Hilfe der auf andere Weise bestimmten Elastizitätsziffern Aufschluß über die Größe des Trägheitsmomentes zu erhalten. Diese Ursache erklärt wohl auch den äußerst niedrigen Wert der Verhältniszahl n .

Ungleich wichtiger für die Baupraxis sind die Untersuchungen an Plattenbalken (Heft II), die

hauptsächlich zur Klärung der vielumstrittenen Frage über den Anteil der mittragenden Platte beitragen sollten. Zur Erprobung gelangten sieben verschiedene Tragwerke in doppelter Ausführung. Die Stützweite der auf Stampfbetonpfeilern ruhenden Träger beträgt von Mitte zu Mitte Auflager gemessen 4,25 m. Die T-förmigen Querschnitte sind als Doppelrippen von 0,6, 0,9, 1,2 und 1,5 m Abstand ausgebildet. Die Platte ist um die halbe Rippenentfernung seitlich ausgekragt. Die Plattenbalken haben bei 16,5 bzw. 22 cm Stegbreite eine Höhe von 31 cm, einschließlich einer Plattenstärke von 6 cm. Die Bewehrung besteht aus 18 mm Rundeisen und schwankt zwischen 0,7 und 1,52%. Die erste Versuchsreihe besitzt Flacheisen-, die zweite Rundeisenbügel. Die Platte ist mit 6 mm Rundeisen bewehrt. Das Mischungsverhältnis beträgt 320 kg/cbm fester Masse bei 10–15% Wasserversatz. Die Belastung war für Versuchsreihe 1 eine durchweg gleichförmig verteilte. Bei Versuchsreihe 2 wurde nur die Rippe belastet. Es wurden gemessen: 1. die lotrechten Verschiebungen der Balkenachse (in der Mitte und in der Nähe der Auflager), der Platte (in der Mitte und an den äußeren Rändern) und der Balkenunterkante (in der Mitte), 2. die wagerechte Verschiebung jedes Widerlagpfeilers in Höhe der Auflager, 3. die Dehnungen an der Unterseite der Rippe und die Verkürzungen an den Plattenrändern (in der Mitte der Spannweite) bei 20 cm Meßlänge. Der Verlauf der gemessenen Durchbiegungen ist bei fast allen Plattenbalken der gleiche: einer anfänglich nur sehr geringen Zunahme der Biegung folgte ein starkes Ansteigen bis zu einer Belastungsstufe, bei welcher die Zugspannungen in der Nähe der Streckgrenze lagen. Bis zu dieser Belastungsstufe zeigen auch die gemessenen Dehnungen und Kürzungen einen ziemlich regelmäßigen Verlauf. Die gefundene „gute“ Übereinstimmung der berechneten Lage der Nulllinie mit der beobachteten ist in Wirklichkeit kaum anzunehmen, da es, wie früher erwähnt, nicht statthaft ist, diese aus nur 2 Feinmessungen abzuleiten. Die Brucherscheinungen treten durchweg in Form deutlicher Zugrisse auf. Wesentliche Scherrisse wurden an keinem Balken beobachtet. Als maßgebend für die Tragfähigkeit der Plattenbalken kann jene Belastungsstufe angesehen werden, deren Überschreitung eine beträchtliche Erweiterung der Zugrisse verursachte. Immerhin ergab sich, daß auch diese Belastung bis zum eigentlichen Zusammenbruch noch eine Steigerung von rund 38% erfahren konnte. Die Überwindung der Druckfestigkeit des Betons machte sich durch eine Zerstörung der Druckplatte bemerkbar. Auch hier wurden die Spannungen der einzelnen Belastungsstufen nach den amtlichen Vorschriften errechnet. Auf das unzutreffende dieses Vorganges wurde bereits früher hingewiesen. Es sei außerdem her-

vorgehoben, daß sich für die Verhältniszahl n nach den aus Dehnungsmessungen bestimmten Werten der Elastizitätsziffern etwa ein Wert von 10 ergibt. Für die Schubspannungen liefert die durchgeführte Berechnung unwahrscheinliche Werte. Die sogenannte „mittlere“ Haftspannung besitzt nur eine durch die amtlichen österreichischen Vorschriften festgelegte Bedeutung. Das wichtigste Ergebnis dieser Versuche besteht darin,

3,0, 4,5 und 7,0 m zur Untersuchung. Querschnitte sowie Anordnung der Längs- und Querbewehrung der Probekörper zeigen die Figuren 1—3. Die Längsbewehrung schwankt zwischen 1,24 und 5,15%. Bezüglich der Zementsorten und verwendeten Zuschlagstoffe gilt die eingangs gemachte Bemerkung. Das Mischungsverhältnis beträgt 250 bzw. 420 kg/cbm fertigen Gemenges. Die Herstellung erfolgte in eigenen Stampf-

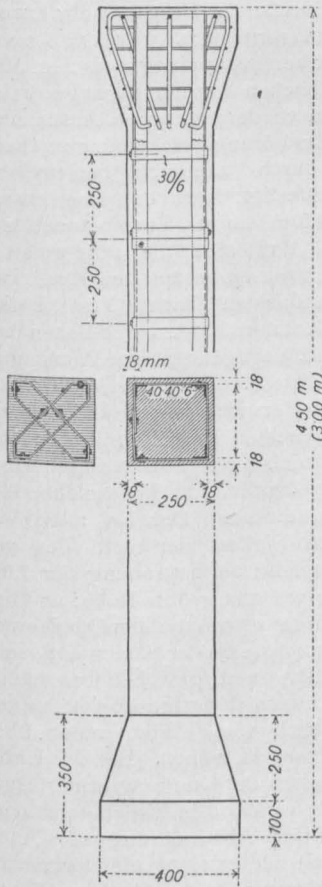


Fig. 1.

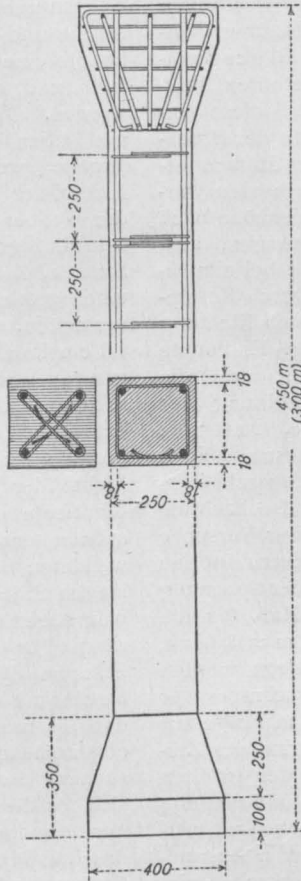


Fig. 2.

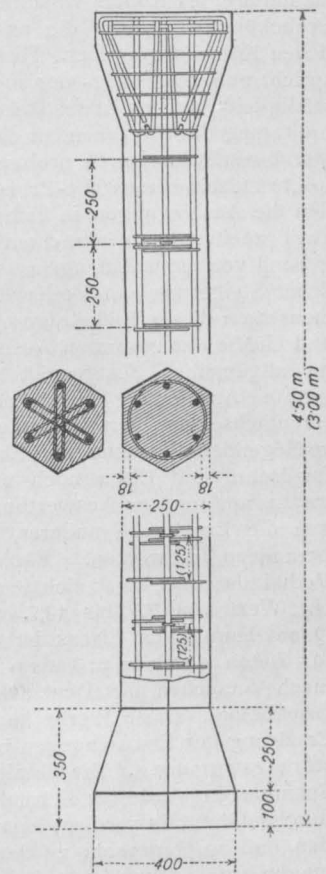


Fig. 3.

daß sich bis zu der durch die Streckgrenze des Eisens bestimmten Belastungsstufe für die vorliegenden Bewehrungen und Abmessungen der Plattenbalken eine volle Mitwirkung des Betons an der Druckübertragung ergeben hat. Mit Recht wird jedoch hervorgehoben, daß Änderungen in der Größe des Eisen- und Betonquerschnittes eine nur teilweise Ausnutzung des Druckgurtes zur Folge haben können.

Bei Versuchen mit Eisenbetonstützen (Heft III) fällt außer der bedeutenden Anzahl zunächst die Größe ihrer Abmessungen auf. Es gelangten bewehrte und unbewehrte Säulen von

gerüsten, in der Weise, daß je 4 Stützen quadratischen oder sechseckigen Querschnittes gleichzeitig ausgeführt wurden. Als Lagerung während der Versuche kam in Frage: Flächenlagerung und zentrische oder exzentrische Spitzenlagerung. Die größere Anzahl der Probekörper wurde bei Flächenlagerung geprüft. Die zentrische bzw. exzentrische Spitzenlagerung anfänglich durch Anordnung abgerundeter Stahlgußplatten, später durch Stahlkugeln in eigens vorgesehenen Hohlräumen erzielt. Da sich beide Ausführungen nicht bewährten, wurde schließlich die beabsichtigte Lage der Druckkraft durch eine mit Stahlstiften

versehene Kopfplatte, welche dem Umriss der Querschnittsfläche angepaßt war, erreicht. Die ersten Versuche wurden an Stützen ausgeführt, welche die in obiger Figur vorgesehenen Köpfe nicht besaßen, sondern lediglich eine Umschnürung der Enden aufwiesen. Im Verlauf des Versuches ergab sich die bekannte Bruchpyramide am Säulenkopf. Um diese Brucherscheinungen zu vermeiden, wurden die bereits fertiggestellten Stützen gleicher Abmessungen durch eine Ummantelung des Kopfes verstärkt. Bei den übrigen Probekörpern wurden die aus der Figur ersichtlichen Köpfe angeordnet. Diese Ausführung entspricht nun keineswegs der so oft betonten „Baumäßigkeit“, und es ist feststehend, daß diese Verbreiterung der Stützenden die Größe der Bruchlast beeinflusst. Die Erprobung der Stützen erfolgte mittels einer 800 t-Presse. Gemessen wurden die Ausbiegungen in halber Säulenhöhe nach zwei zueinander senkrechten Richtungen, ausgehend von einer Anfangslast von 2 t bei allmählicher Steigerung um 5 oder 10 t. Durch Zusammensetzen dieser Teilbeträge ergab sich Richtung und Größe der gesamten Ausbiegung. Es konnte im allgemeinen festgestellt werden, daß die größte Ausbiegung nicht nach Richtung der Hauptachse des Querschnittes erfolgte. Da für die vorliegenden Versuche die Elastizitätsmessungen für Beton und Eisen noch nicht abgeschlossen waren, mußten zur Auswertung der Beobachtungen die Ergebnisse anderer, ähnlicher Versuche herangezogen werden. Für die hierzu nötige Verhältniszahl n ergab sich je nach der Spannung ein Wert von 7,6 bis 13,7. Das Maß für die Querdehnung des Eisens ist durch $m = 3$ bis 4, für Beton durch $m = 3$ bis 6 festgelegt worden (nach Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). Diese Werte kommen in Frage zur Erklärung der Erscheinungen bei Beginn des Zerstörungsvorganges. Die Ermittlung der größten Spannungen wurde für Normaldruck und Biegung durchgeführt. Es verdient hervorgehoben zu werden, daß im Gegensatz zu den früheren Abhandlungen auf die Mängel des bei den Versuchen eingeschlagenen Rechnungsganges besonders hingewiesen wird. Die Mehrzahl der Untersuchungen zeigt, daß bei der Erprobung zunächst zwei Abschnitte zu unterscheiden waren. Der erste Teil reichte bis zu jener Laststufe, bei welcher die äußere Betonschale vom Kern losgelöst wurde. Es machte sich meistens ein sogenanntes „Knistern“ bemerkbar. Diese Erscheinung leitete zum zweiten Abschnitt des Versuches über, bei dem Querdehnungen des nunmehr freiliegenden Betonkernes durch die Querbewehrungen aufgenommen wurden. Von den ausführlich mitgeteilten Ergebnissen der einzelnen Proben können im nachstehenden nur die allerwichtigsten wiedergegeben werden. Aus dem Verhalten der unbe-

wehrten 3,0 m langen Probekörper ist zunächst nur die bedeutende Überlegenheit der fetteren Mischung zu erkennen, die eine bessere, auch der erhöhten Festigkeit des Eisens entsprechende Ausnutzung des Betons ermöglicht. Bei den unter gleichen Verhältnissen hergestellten quadratischen Stützen lassen sich äußerst anschauliche Vergleiche ziehen. Wie vorauszusehen war, lieferten die stark bewehrten oder in besserer Mischung hergestellten Stützen größere Bruchspannungen. Ebenso nahm die Größe der Bruchlast für exzentrische und Spitzenlagerung ab. Für $n = 8$ bis 12 konnte eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und dem üblichen Rechnungsgange erzielt werden. Die oben wiedergegebenen Anschauungen über die Zerstörungserscheinungen beim Bruche werden durch zahlreich beigegebene Lichtbilder gerechtfertigt. Aus den Ergebnissen der Proben mit 4,5 m langen Eisenbetonstützen sei hervorgehoben, daß sich die „abnormalen“ Stützen, bei denen die einbetonierten Rundisen einen größeren Randabstand hatten (5 cm), besser verhielten, wie die „normal“ ausgebildeten mit 1,8 cm Randabstand, dagegen größere Ausbiegungen aufzuweisen hatten. Besonderes Interesse verdienen die vier Versuche mit zentrisch bzw. exzentrisch beanspruchten Probekörpern bei Anordnung von Spitzenlagerung. Die zugehörigen Lichtbilder zeigen deutlich die kennzeichnenden Merkmale des Ausknickens. Der bei allen Versuchen erkennbare Einfluß der Güte des verwendeten Betons spielte bei Erprobung der 7,0 m langen Stützen die weitaus größte Rolle; er überragte sogar den der ganz bedeutenden Querbewehrung. Für die Versuchsreihe der Säulen mit sechseckigem Querschnitt und gewöhnlicher Längsbewehrung ergaben sich derartige Abweichungen, daß es nicht möglich war, einigermaßen übereinstimmende Schlüsse zu ziehen. Bei der Untersuchung des Einflusses der Querbewehrung ergab sich für die derartig verstärkten Eisenbetonstützen nur eine sehr geringe Abminderung der Betondruckfestigkeit. Hierbei erfolgte die Berücksichtigung der Umschnürung in der üblichen Weise durch Einführung stellvertretender Längsbewehrung. Den günstigen Einfluß starker Querbewehrung zeigten die Ergebnisse zweier Versuchsreihen, welche nach Angabe einer Wiener Bauunternehmung mit verschiedenen starken Umschnürungen (0,5 bis 3,4 %) bei veränderlicher Längsbewehrung hergestellt waren. Die durch Winkelisen $40 \times 40 \times 6$ in der Längsrichtung bzw. durch Flacheisen 6×30 mm in der Querrichtung verstärkten Eisenbetonstützen zeigten bei der Durchführung des Versuches nur sehr geringe Ausbiegungen. Dagegen liegen die ermittelten Druckspannungen im Vergleich zu jenen bei schlaffer Bewehrung trotz größeren Alters nur wenig höher. Dieser Umstand läßt mit Recht eine ungünstige

Wirkungsweise steifer Bewehrungen vermuten. Die mit Schlacken cement (Marke Königshof) gemischten Proben gaben auffallend ungünstige Festigkeitswerte, die selbst bei einer erwarteten Überlegenheit des Portlandzementes überraschen.

Überblickt man die Versuche, so kann als wichtigstes Ergebnis die Tatsache bezeichnet werden, daß die Mitwirkung der Längsbewehrung ohne Rücksicht auf deren Höhe im Vergleich zum Betonquerschnitt stets gewährleistet ist und in günstiger Weise durch Anordnung kräftiger Querbewehrung gesteigert werden kann. Im Anhang sind die Ergebnisse von Versuchen mit um-

die ausführlichen Berichte selbst verwiesen werden. Zu richtiger Erkenntnis der gewonnenen Ergebnisse wird man aber nur durch den Vergleich mit bereits bekannten Versuchen gelangen können. Dieser wird jedenfalls durch die zahlreichen Schaubilder und Zusammenstellungen wesentlich erleichtert.

II.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 21. Untersuchungen über den Einfluß der Köpfe auf die Formänderungen und Festigkeit von Eisenbetonsäulen. Von Prof. M. Rudloff, Geheimer Regierungsrat. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin W.)

Im Zusammenhang mit obigen Ausführungen bieten die neuesten Untersuchungen des Deut-

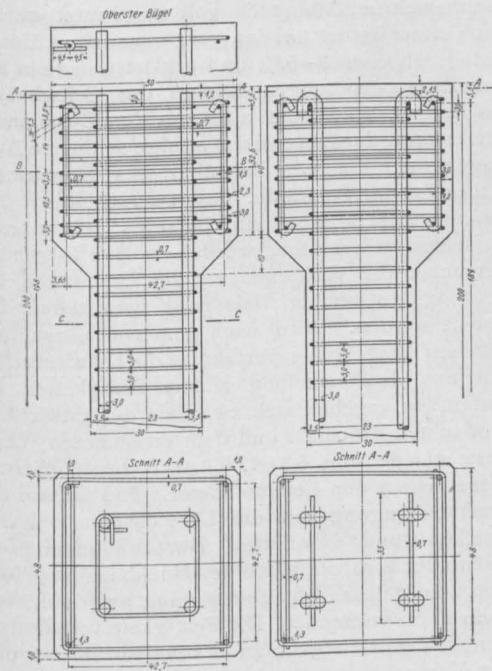


Fig. 4.

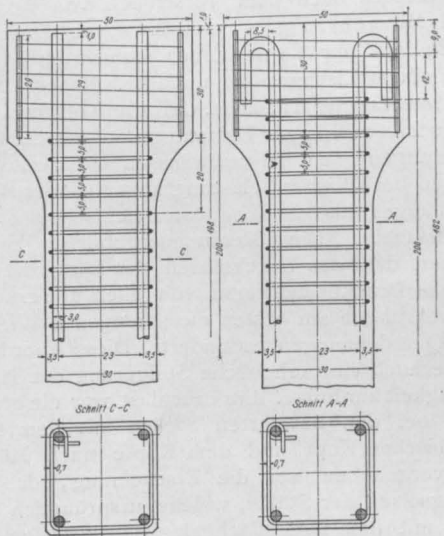


Fig. 5.

schnürten gußeisernen Stützen nach System Dr. v. Emperger mitgeteilt. Theoretisch ist die Ausnutzung der Druckfestigkeit des Gußeisens und seine Verstärkung durch eine Eisenbetonummantelung vollständig begründet. Inwiefern jedoch damit praktisch brauchbare Konstruktionen erzielt werden können, bleibt abzuwarten.

Die vorliegenden Mitteilungen über Eisenbetonversuche des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines gehören jedenfalls schon infolge ihrer Reichhaltigkeit zu den interessantesten Arbeiten der einschlägigen Forschungen. Im Rahmen dieser Besprechung konnte auf viele neue Gesichtspunkte naturgemäß nicht eingegangen werden. Es muß vielmehr diesbezüglich auf

schen Ausschusses für Eisenbeton großes Interesse. Sie beschäftigen sich mit der Erforschung des Einflusses der Köpfe auf die Festigkeit von Eisenbetonsäulen; fast allgemein gelten diese als geeignetes Mittel, das Entstehen von Brüchen an den Enden der Stützen zu vermeiden.

Geprüft wurden zunächst 2 m lange Säulen quadratischen Querschnittes (Mischung 1:4, 28 Tage alt) von 30 cm Seitenlänge mit und ohne Kopf, bewehrt durch 4 Längseisen von 30 mm \varnothing und 7 mm starker Querbewehrung bei 5 cm Abstand. Zu Vergleichszwecken wurden in derselben Weise unbewehrte Säulen angefertigt. Die Ausbildung des Kopfes erfolgte wie bei den oben

besprochenen österreichischen Säulenversuchen. Die Festigkeit des Betons ergab sich aus den Druckproben der gleichzeitig mit den Stützen hergestellten Würfel zu durchschnittlich 237 kg/qcm. Zur Ausführung der Versuche sei kurz folgendes bemerkt. An den stehend auf der 600 t-Maschine geprüften Stützen wurden Längenänderungen und Querdehnungen gemessen (in der Mitte und am oberen Ende). Es hat sich gezeigt, daß diese bei den bewehrten Stützen geringer waren als bei den unbewehrten. Die vorgesehenen Köpfe hatten ferner die Formänderung der Säulen behindert und einen erheblich günstigen Einfluß auf ihre Festigkeit ausgeübt. Um genaueren Aufschluß über die Ursachen der stets am oberen Ende eingetretenen Zerstörungerscheinungen zu erhalten, wurde die Ausführung einer zweiten Versuchsreihe beschlossen, deren Arbeitsplan Untersuchungen an 2,0 m langen bewehrten und unbewehrten Säulen mit und ohne Kopf (Ausbildung des Kopfes nach dem Vorschlage von Koenen und Mörsch) Fig. 4 und 5, sowie Druckversuche mit nur 1,3 m langen bewehrten Stützen und einem Eisengerippe umfaßte. Es ergab sich die interessante Tatsache, daß die Kopfform nach Mörsch etwa bis zur Belastung von 80 t die Querdehnungen nicht zu beeinflussen vermochte, dagegen bei höherer Belastung sogar größere Querdehnungen als die des österreichischen Kopfes verursachte. Die Messungsergebnisse zeigten ferner, daß das Durchführen der Längseisen bis an die Druckfläche heran von allen untersuchten Bewehrungen am besten die sprengende Wirkung der Querdehnungen verhinderte. Diese Anordnung hatte auch eine erhebliche Steigerung der Säulenfestigkeit zur Folge. Ihre Bruchlast war die gleiche wie bei den bewehrten Säulen mit dem österreichischen Kopf und dem Kopfe nach Mörsch. Hervorgehoben sei die Erscheinung, daß die Längseisen der Stütze, welche ursprünglich bündig mit den Druckflächenlagen, nach den Versuchen nicht mehr ganz an diese heranreichten. Da diese Anordnung bei demselben Beton die größte Wirkung der Eiseneinlagen ergeben hatte, ihre Herstellung aber durch das bedingte Abschleifen der Längseisen eine kostspielige war, wurde beschlossen, weitere Versuche darüber anzustellen, ob ein gegenseitiger Abstand der Endflächen der Längseisen und der Druckfläche von 1, 2 und 5 mm bei entsprechend starker Betonschicht gleichwertig mit der eben erwähnten Anordnung bündiger Endflächen wären. Zur Untersuchung gelangten neun Probekörper von 2,0 m Länge, ebenso bewehrt wie die gleich langen Stützen der früheren Versuchsreihen;

(4 Rundeisen 30 mm) für die gemessenen Querdehnungen ergaben sich bei mehreren Säulen negative Werte, welche auf Verkürzungen der Durchmesser hinweisen würden. Diese sind aber vollkommen ausgeschlossen und lassen sich nur als Folge von Messungs- oder Herstellungsfehler erklären. Die mittleren Längenabnahmen wurden durch die Bewehrung verhindert und zwar im allgemeinen um so mehr, je weiter die Längseisen an die Druckfläche herangeführt waren. Der Einfluß des Abstandes der Längseisen von der Druckfläche auf die Bruchfestigkeit der Säulen war am günstigsten, wenn ersterer kleiner als 10 mm gewählt würde. Ein nach den Beobachtungen gezeichnetes Schaubild zeigte, daß der Widerstand beider Baustoffe gegen Zusammendrücken in der eisenbewehrten Säule nicht voll ausgenützt wurde. Der Verlust betrug bei den vorgenommenen Untersuchungen etwa 3—6% und erklärt sich teils aus den Zusatzspannungen infolge des Schwindens des Betons, vor allem aber aus den Zusammendrückungen der Längseisen infolge seitlichen Ausbiegens der Säule. Um über das Zusammenwirken beider Baustoffe, das wahrscheinlich bei höheren Belastungen ein besseres sein dürfte, Aufschluß zu erhalten, werden in den folgenden Versuchen die Verkürzungen der Längseisen bis zu möglichst hoher Belastung unmittelbar bestimmt werden. Wird nach dem von Mörsch gegebenen Berechnungsverfahren die Säulenfestigkeit aus den einzelnen Materialfestigkeiten ermittelt, so ergeben sich zwischen der tatsächlich beobachteten Bruchlast und dem errechneten Werte Unterschiede von 6,3—17% nach beiden Seiten. Diese zeigen den bedeutenden Einfluß der Art der Kraftübertragung auf die Längseisen. Bei den üblichen und bewährten Durchbildungen von Eisenbetonkonstruktionen des Hochbaus ist jedoch eine unmittelbare Lastübertragung auf die Längseisen nicht vorhanden. Die Festigkeitsverhältnisse werden demnach ganz anders liegen wie bei obigen Versuchen.

Zusammenfassend kann als wichtigstes Ergebnis der vorliegenden Versuche die Tatsache hervorgehoben werden, daß die Festigkeit der bewehrten Säulen durch die Anordnung von Köpfen wesentlich gesteigert wurde. Zu den weiteren Versuchen mit verschiedenen Bewehrungsarten werden daher nur Säulen ohne Kopf mit 2—3 mm Abstand der Längseisen von den Druckflächen verwendet werden. An diesem neuesten Berichte des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ist die textliche Kürze und übersichtliche Anordnung der Ergebnisse in Schaubildern und Tabellen besonders hervorzuheben.

LITERATURSCHAU.

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Die Zemente aus Hochofenschlacke. Von Dr. Hans Kühn. Verfasser behandelt die verschiedenen Zemente aus Hochofenschlacke, indem er sie nach ihrer Erzeugung in Schlackenzementen (Puzzolanzementen), Portlandzementen, einschließlich der Eisenportlandzementen und Hochofenzementen (Schlackenportlandzementen) einteilt und die Hauptmerkmale und die Eigenschaften jeder Gruppe eingehend bespricht. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 151.

Wasser zum Beton. In dem Aufsätze wird für eine genaue Untersuchung des Betonanmachewassers eingetreten. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 151.

2. Prüfung und Untersuchung.

Volumenänderung des Betons und dabei auftretende Anstrengungen in Beton- und Eisenbetonkörpern. Von Otto Graf. Es werden Beispiele, entnommen aus den Versuchen, die seit rd. 6 Jahren in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführt wurden, mitgeteilt. Sie enthalten Feststellungen über die Größe der Volumenänderung des Betons und Zementmörtels, im feuchten und ausgetrockneten Zement, und Beobachtungen über die damit zusammenhängenden Erscheinungen. Zeitschr. d. V. d. Ing. 1912. Nr. 51.

Reinforced concrete at the VIth international congress on the testing of materials held at New York. Mitteilungen dreier Beiträge zum Internationalen Kongreß über die Materialprüfung in New York 1912 über Unfälle im Eisenbetonbau von Dr. von Emperger (Wien), über wasserdichten Beton von Albert Grittner (Budapest) und über die Grundsätze der Organisation der öffentlichen Materialprüfung von Geheimrat A. Martens (Berlin). Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 11.

3. Wirtschaftliches.

— — —

II. Theorie.

Über Trägheitsmomente von Dreiecken und von dreiseitigen Pyramiden. Von Professor Ramisch in Breslau. Eingehende Untersuchung und Ableitung. Zeitschr. für Arch.- u. Ing.-W. 1912. Nr. 6.

Die Trägheitsmomente der geraden Zylinder. Von Ramisch. Ableitung neuer Formeln für die Trägheitsmomente von geraden Zylindern für beliebige Schwerachsen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1912. Nr. 41.

Ergänzung zur Berechnung doppelt und einfach bewehrter Plattenbalken. Von Professor L. Landmann, Barmen. Das in Heft IX von Beton und Eisen 1912 (s. auch L. Oktober 1912, II, S. 390) gegebene Verfahren zur Berechnung einfach und doppelt bewehrter Plattenbalken wird durch Ausrechnung der von $\frac{d}{h}$ und $\left(\frac{d}{h}\right)^2$ abhängigen Koeffizienten für verschiedene Werte $\frac{d}{h}$ und Zusammenstellung in Zahlentafeln weiter vereinfacht. Beispiele. Beton u. Eisen 1912. Heft XX.

Die doppelt bewehrten Plattenbalken mit außerhalb der Gurtplatte liegender Nulllinie. Von R. Neumann, Ingenieur in Halle (Saale). Fortsetzung zur zeichnerischen Ermittlung der Querschnittsabmessungen von doppeltbewehrten Betonbalken. Zeitschr. für Arch.- u. Ing.-W. 1912. Nr. 6. — L. 1912. Nr. 11. II.

Druckverteilung in exzentrisch belasteten Mauerpfeilern bei Ausschluß von Zugspannungen. Von Professor E. Mörcke, Stuttgart. Angabe dreier Verfahren zur Berechnung der Lage der Nulllinie in exzentrisch außerhalb des Kerns belasteten Mauerpfeilern. Beton u. Eisen 1913. Heft I.

Die Bewehrung gegen Verdrehen. Von Martin Preuß, Breslau. Erörterungen über die Drehfestigkeit des Betons nach den Untersuchungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Berechnung der auftretenden Spannungen und Ableitung geeigneter Ausdrücke zur Ermittlung der erforderlichen Drehbewehrung. Erläuterung an Beispielen. Beton u. Eisen 1912. Heft XVIII.

Zweigelenkrahmen mit aufgelagerten Kragarmen. Zuschrift an die Schriftleitung von B. u. E. von Wilhelm Metzger, Aachen, zu dem in Heft VIII des vorigen Jahrganges erschienenen Aufsatz von Dr. Paul Müller, Oberkassel, vgl. L. Juli 1912, II, S. 273. Beton u. Eisen 1913. Heft I.

Die Knickkraft exzentrisch gedrückter, auch durch Querkräfte belasteter Stäbe. Von E. Ellwitz, Düsseldorf. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1912. Nr. 104.

Die Zykloidenbogenträger. Von Adolf Francke, Baurat in Alfeld a. d. Leine. Es werden die Beanspruchung unter verschiedenen Kräftearten und die verschiedenen Ausführungsarten und Kämpferausbildung rechnerisch eingehend behandelt. Zeitschr. für Arch.- u. Ing.-W. 1912. Nr. 6.

Ersatzlasten zur Berechnung der Längsträger von Straßenbrücken. Für die Brückenlängsträger ist, wenn sie, wie das in der Regel

der Fall ist, Träger konstanten Querschnittes sind, das durch die gegebene Belastung erzeugte absolut größte Biegemoment maßgebend. Die Lastgruppe P, die dieses größtes Moment in der Entfernung x von der Stütze hervorruft, kann durch eine über die ganze Trägerlänge gleichmäßig verteilte Last Q, die in der Trägermitte ein ebenso großes Biegemoment erzeugt, ersetzt werden nach der Gleichung $Q = \frac{8M_{\max}}{l}$. In dem

Aufsätze sind diese Ersatzlasten für die österreichischen „Vorschriften über die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken“ für Längsträger mit Stützenweiten $l = 1$ bis 10 m und Trägerentfernungen 0,5 bis 2,5 m für alle drei Klassen von Brücken ermittelt und in Tabellen zusammengestellt worden. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 50.

Berechnung von Behälterwänden in Eisenbeton. Von Ing. Otto Gottschalk, Buenos Aires. Formeln für die Berechnung von Behälterwänden verschiedener Grundrißformen und zwar für den polygonalen Rahmen, für das gleichseitige Polygon, für das Rechteck mit Querverankerung sowie für das Rechteck und Quadrat mit kreuzweiser Verankerung. Verfasser bespricht im Anschluß daran die Einspannung der Wände am Boden, die Anwendung der Formeln und fügt als Anhang Belastungsannahmen für eine Anzahl Flüssigkeiten und Halbfüssigkeiten an. Für Flüssigkeiten ist der Seitendruck gleich dem senkrechten Druck in h Meter unter der Oberfläche:

Wasser, Bier, Wein . . .	p = 1000 h	kg/m ² ,
Alkohol, absolut . . .	p = 800 h	„
„ wasserhaltig . . .	p = 800 bis 900 h	„
Leinöl	p = 940 h	„
Naphtha (Benzin) . . .	p = 700 h	„
Petroleum	p = 800 h	„
Steinkohlenteer	p = 1200 h	„

Für die als Halbfüssigkeiten bezeichneten Stoffe und zwar Weizen, Hafer, Malz, Mais, Kernschlag, Kies, Sand (trocken und feucht), Braunkohle, Steinkohle und Asche werden die spezifischen Gewichte sowie die Seiten- und senkrechten Drücke ohne und mit Berücksichtigung der Wandreibung angegeben. Beton u. Eisen 1912. Heft VIII u. XX.

III. Eisenbetonversuchswesen, Feuerproben.

Neueste Ergebnisse der Eisenbetonforschung. Von Ing. Nußbaum. Kurzes Referat über einen Vortrag, den Prof. Saliger im österreichischen Ingenieur- und Architektenverein über dieses Thema gehalten hat. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 145.

Weitere Versuche von Bach und Graf mit Eisenbetonbalken. Mitgeteilt von Dr. M. Ritter von Thullie. Verfasser bespricht die dritte Serie der Versuche, welche Bach zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Beweh-

runge gegen Schubkräfte im 20. Heft des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlicht. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 52.

Auswertung der Ergebnisse von Versuchen mit Beton- und Eisenbetonsäulen. Von Ing. Jos. Anton Spitzer, Wien (Forts.). Auswertung einiger Versuchsergebnisse des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Wenn auch die Versuche einen wesentlichen Fortschritt in der Erkenntnis über das Wesen des Verbundes bei auf Druck beanspruchten Bauteilen bedeuten, so bedarf es doch noch weiterer Untersuchungen, insbesondere über das Verhältnis bezüglich der Querdehnung und des ursächlichen Zusammenhangs mit dem Bruche des Verbundkörpers. — s. L. Januar 1913 III. Beton u. Eisen 1912. Heft XX.

Über die Feuergefährlichkeit der Wolkenkratzer. Nach einem Bericht des dem Generalkonsulat in New York beigegebenen Wasserbauinspektors Quedefeld. Ausführliche Besprechung der Ursachen für die großen Brandkatastrophen in den amerikanischen Wolkenkratzern und Mitteilung der hiergegen vorgeschriebenen Vorsichtsmaßregeln. Zentralbl. der Bauverwaltung 1912. Nr. 101.

Die Feuersicherheit in den Theatern. Von Kgl. Brt. B. Marcuse. Entgegnung auf die Vorschläge von Hr. Kortüm. Deutsche Bauztg. 1912. Nr. 102. — s. L. 1913. Nr. 1. III.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Über Eisenbetonvorschriften. Ein Beitrag zu der in der Schweiz ausgebrochenen Kontroverse gegen die dort geltenden Eisenbetonvorschriften. Schweizer. Bauztg. 1912. Bd. LX. Nr. 26. — s. L. 1912. Nr. 11. IV.

Die russische Ministerialverordnung für Eisenbetonbauten. Von Dr. M. R. von Thullie. Die wichtigsten russischen Bestimmungen werden aufgeführt und mit den in Österreich gültigen ministeriellen Normen verglichen, wobei sich zeigt, daß sich die russische Verordnung mehr an die preußischen und österreichischen Vorschriften vom Jahre 1907 anlehnt, während die neue österreichische vom Jahre 1911 damals noch nicht bekannt war und daher nicht berücksichtigt wurde. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 46.

Neue amerikanische Vorschriften für die Berechnung und den Entwurf eiserner Brücken. Von Ernst Melan. Verfasser bespricht die von dem bekannten amerikanischen Brückenbauer Dr.-Ing. Gustav Lindenthal für den Entwurf der vielen Brücken der im Bau befindlichen New York-Connecticut Railway aufgestellten Vorschriften und gibt dieselben auszugsweise wieder, indem er 1. die Belastungsangaben, bei denen die Stoßkraft, die Fliehkraft und der Winddruck

der verkehrenden Fahrzeuge durch besondere Zuschläge berücksichtigt worden sind; 2. die Bestimmungen für die Dimensionierung; 3. die besonderen Bedingungen für Blechträger und 4. für Details behandelt. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 47.

V. Ausführungen.

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

Gebäude in Eisenbeton-Ziegelbauweise. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Beschreibung einiger kleiner Zementbauten, bei denen das Eisenbetongerippe mit eisengewehrten Ziegelwänden ausgestattet ist. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 145.

Kabelkrane für Bauzwecke. Von Dipl.-Ing. Wintermeyer, Berlin. Besprechung von Kabelkranen für die verschiedensten Zwecke und in den verschiedensten Ausführungen. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1912. Nr. 103.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Eisenbetonkonstruktionen an der St. Marienkirche in Offenbach am Main. Von Ing. Jean Wörrlein. Einiges über die Verwendung von Eisenbeton beim Bau der St. Marienkirche in Offenbach a. M. und zwar im wesentlichen zur Herstellung der Mittelschiffdecke, die aus Hauptbindern und zwischengespannter dünner Gewölbedecke besteht, einiger Hauptstützen und der Emporen. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XX.

Das neue Stadttheater in Duisburg. Von Dipl.-Ing. Viktor Mautner, Dortmund. Mitteilungen über die umfangreiche Verwendung von Eisenbeton beim Bau des Stadttheaters in Duisburg. Im Zuschauerhaus ist die Ausbildung des Bodens unter dem Zuschauerraum bemerkenswert, die zur Ermöglichung einer guten Aussicht nach der Bühne als Fläche höherer Ordnung ausgebildet ist. Hervorzuheben sind ferner die Kragkonstruktionen für die Ränge. Das ganze 49,3 m hohe Bühnenhaus besteht aus Eisenbeton (erstmalige Ausführung in dieser Art). Weitere Anwendungen weisen die seitlichen Anbauten des Bühnenhauses auf. Viele Abb. über die Anordnung der Bewehrung. Angaben über die Berechnung einzelner Rahmenkonstruktionen. Beton u. Eisen 1912. Heft XX u. 1913 Heft I.

Radrennbahn aus Eisenbeton in Zürich. Von Obering. Jaro Polivka, Zürich. Im Gegensatz zur üblichen Bauweise von Radrennbahnen, der Herstellung aus Stampfbeton auf aufgeschütteten Dämmen, besteht die hier beschriebene Anlage zum größten Teil aus einer freistehenden Eisenbetonkonstruktion, die im gewachsenen Boden gegründet ist. Insbesondere die beiden Kurven

bestehen aus einer Fahrbahnplatte, die durch Dreiecksrahmen getragen wird. Alles Wesentliche der Gesamtanordnung, der statischen Berechnung und der Bauausführung wird an Hand zahlreicher Abb. u. Photographien mitgeteilt. Beton u. Eisen 1913. Heft I.

Die Radrennbahn Zürich-Oerlikon. Von M. Scheifele, Gemeindeingenieur in Oerlikon. Sehr eingehende Beschreibung über die Ausführung einer Radrennbahn in Eisenbeton mit vielen Abbildungen. Neben dem Allgemeinen, der ausführlichen fahrtechnischen Beschreibung der Rennbahn, der Beschreibung der Zuschauerplätze, der in Einzelheiten angeführten Konstruktion der Fahrbahn, der Bauausführung und der Kostenangabe wird noch das Wesentlichste der statischen Untersuchung angeführt. Schweizer. Bauztg. 1912. Band LX. Nr. 23 u. 25.

Der Wasserturm im Rangierbahnhof Nürnberg (Inhalt des Behälters 480 m³). Von Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Nürnberg. Wasserturm von insgesamt 50 m Höhe aus Eisenbeton, Angaben über die konstruktive Ausgestaltung, über den eigentlichen Behälter, über die statische Berechnung und über die Ausführung. Hervorzuheben ist die geschmackvolle äußere Ausgestaltung des Bauwerkes. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XX.

Wanddruck in Silos und Schachttöfen. Von Georg Lindner, Karlsruhe. Untersuchungen über den Wanddruck in hohen Behältern auf Grund der Versuche von Pleißner. Mit Abb. Zeitschr. d. V. D. Ing. 1912. Nr. 52.

Reinforced concrete silos, Immingham. Kurze Beschreibung des Entwurfs und der Ausführung einer großen Speicheranlage aus Eisenbeton für „The Humber Commercial Railway and Dock Co.“ in Immingham. Lagerhäuser, Silos. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 11.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Gerüstbrücke zur Überführung der Gäubahn über die Vorort- und Gütergleise Stuttgart-Ludwigsburg am Hauptbahnhof Stuttgart. Von Dr.-Ing. Schaechterle, Eisenbahnbauinspektor, Stuttgart. Einige Angaben über den Entwurf und die statische Berechnung einer bemerkenswerten Eisenbetongerüstbrücke zur Überführung zweier in der Krümmung 19 m über dem Gelände liegenden Gleise über 4 Gleise, die 7 m darunter, also 12 m über Gelände liegen. Der Überschneidungswinkel ist außergewöhnlich klein. Abbildungen der Grundrißanordnung und des Quer- und Längsschnitts einer Gerüstgruppe. Die Haupttragkonstruktion besteht aus dreistieligen Rahmen in 5 m Abstand voneinander. Sonderdruck im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Beton u. Eisen 1913. Heft I.

Eisenbetonbrücke im Senkungsgebiet des Rheinisch-Westfälischen Industriebezirks. Von Ing. Klein, Duisburg. Erneuerung einer Bachbrücke im Senkungsgebiet gelegentlich einer Bachregelung, die ergab, daß die Widerlager der bisherigen Überführung zu seicht lagen. Um auch künftigen Vertiefungen Rechnung zu tragen, wurden die Widerlager aus Eisenbetonspundbohlen hergestellt, die durch einen oberen Rahmen fest zu einem Kasten verbunden sind. Einzelheiten der Bauart mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XX.

Reinforced concrete railway bridge at Rixton for the Manchester Ship Canal Co. Beschreibung einer eingleisigen Eisenbahnbalkenbrücke aus Eisenbeton über den Merseyfluß bei Rixton. Sie besteht aus 8 Öffnungen von 10,5 m Stützweite. Die beiden Hauptgleisträger werden von 9 zweiastigen Jochen gestützt, die ihrerseits auf je 4 Eisenbetonpfähle gegründet sind. Die Jochstützen sind oben, in der Mitte und unten durch Riegel versteift und auch gegenseitig außer durch die Hauptträger in halber Höhe durch Längsbalken verbunden, die nur in einer der mittleren, der Schiffsdurchfahrt dienenden Öffnung ausgelassen sind. Mit Abb. und Photographien des fertigen, sehr leicht und gefällig wirkenden Bauwerks. Concr. a. Constr. Engg. 1913. Heft I.

Zur Ermittlung von Kleinstwerten für Geländer. Von Regierungsbaumeister Schack in Stettin. Verfasser bringt zu der Untersuchung von Wilcke: Ermittlung wirtschaftlichster Geländer (Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-W. 1912 Nr. 2) in einfachster Weise die Lösung für das aus Winkeln und Steinpfeuern gebildete Geländer unter Entwicklung allgemein gültiger Formeln, so daß die Praxis auch unmittelbaren Nutzen daraus ziehen kann. Zeitschr. für Arch. u. Ing.-W. 1912. Nr. 6.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Über die Berechnung von Staumauern mit besonderer Berücksichtigung der Berechnung der Bystricka-Sperre. Von Ing. Viktor Waniek, k. k. Baukommissär. Verfasser gibt zunächst eine ausführliche Übersicht, nach welcher Weise die bei Talsperren auftretenden Spannungen nach dem heutigen Stande der Wissenschaft ermittelt werden und welche Erwägungen theoretischer und praktischer Natur hierbei maßgebend sind. Er führt dann eine Anzahl von charakteristischen Talsperrenprofilen nach ausgeführten Bauwerken und Entwürfen vor und bespricht die Gesichtspunkte, nach denen deren Bestimmung erfolgte, um zum Schlusse den bei der Berechnung der Bystricka-Sperre beobachteten Vorgang zu zeigen. Es werden nur massive Mauerwerkssperren ohne Berücksichtigung der Gewölbewirkung behandelt. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1912. Nr. 38 u. 39.

Boot aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Hermann Roch, Chemnitz. Einige Angaben über ein von Johannes Leschner in Dresden konstruiertes Segelboot aus Eisenbeton, das sich durch seine Form (sogen. Flossenkieler) wesentlich von den bisher aus Eisenbeton gebauten Booten unterscheidet. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Heft I.

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

Straßenbahngleise aus Eisenbeton. Von Ing. Max Buchwald, Hamburg. Hinweis auf die noch ungelöste Oberbaufrage für Straßenbahnen in Asphaltstraßen. Angaben über verschiedene bekannte Ausführungsformen des Oberbaues bei Verwendung von Eisenbeton und Vorschlag einer neuen Form, bestehend aus kräftiger Betonlangschwelle mit einbetonierter Schiene, Rundisenarmierung in der Zugzone und besonders gestalteter Bügelanordnung. Statische Berechnung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XX.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

ERHÖHUNG DER WIRTSCHAFTLICHKEIT DURCH MODERNE ARBEITSVERFAHREN (SYSTEM TAYLOR).

Von Professor A. Wallichs (Aachen).

(Schluß von S. 44.)

Ein anderer Forscher, Frank G. Gilbreth hat sehr eingehende Studien über die Maurertätigkeit angestellt und seine Ergebnisse in verschiedenen Veröffentlichungen niedergelegt*).

Gilbreth wendete zunächst eine in Fig. 3 u. 4 dargestellte dreistufige Plattform an den Baugerüsten an und zwar einen Gang für die Maurer, eine Plattform für Steinhaufen und Mörtelgefäße und auf der anderen Seite der Plattform einen Gang für die Arbeitsleute; alle diese drei stets in zweckmäßigem Höhenabstand gehaltenen Plattformen wurden während der nicht unterbrochenen Tätigkeit der Maurer von den Arbeitsleuten mit dem Wachsen

*) Frank G. Gilbreth: Bricklaying system. New York 1909. Th: Myron C. Clark Publishing Co. — Ders., „Motion Study“ New York. Van Nordstrand Co. — Ders., „Primer of scientific management“. New York 1912. D. van Nordstrand Co.

der gemauerten Ziegelwand stufenweise höhergestellt, so daß der Maurer sein Arbeitszeug und Material stets in gleicher, bequemer Höhe zur Stelle hat und nicht durch fortwährendes

Bücken und Strecken des Körpers vorzeitig ermüdet wird. Für die Handlanger war ein besonderer Gang vorgesehen, damit diese durch das fortwährende Vorbeilaufen, Auflegen der Ziegel und Auffüllen der Mörtelgefäße die Maurer nicht in ihren Handbewegungen störten. Nachdem so gleichbleibende Vorbedingungen für ein rasches

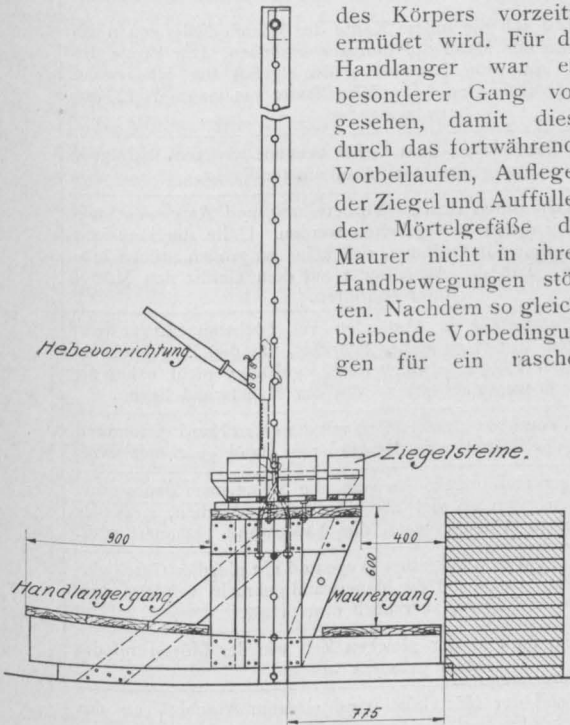


Fig. 3.
Maurergerüst nach Gilbreth.

ungestörtes Arbeiten der Maurer geschaffen waren, prüfte Gilbreth die von altersher eingebürgerten und zufünftmäßigen Handgriffe der Maurer auf ihre Zweckmäßigkeit und Notwendigkeit und kam dabei zu dem überraschenden Ergebnis, daß für das Setzen eines Ziegelsteines einschließlich Auftragen des Mörtels, Zurechtklopfen, Abstreichen usw. anstatt der üblichen 18 Einzelhandgriffe und Körperbewegungen nur 5 unter den neugeschaffenen Bedingungen notwendig und daher 13 entbehrlich seien. Diese Vergleiche hat Gilbreth für die verschiedenen Formen der Ziegelmauern durchgeführt. Die Wiedergabe einer solchen vergleichenden Übersicht in Fig. 5 wird von

Interesse sein, zumal, da in der dritten Senkrechtspalte die eingehende Begründung und nähere Anweisung gegeben ist, warum die meisten Bewegungen vermieden werden können. Aus diesen Begründungen sind noch weitere Einzelheiten über die Anordnung der Baugerüste zu entnehmen. Fig. 4 zeigt die Anordnung des Baugerüsts mit der Stellung des Maurers in Fußspuren für einen bestimmten Fall.

Es wird nach diesen Erklärungen die Angabe kein Erstaunen erregen, daß die Leistung beim Mauern auf solche Weise von 120 Steinen auf 350 Steine pro Mann und Stunde erhöht werden konnte. Auch glaube ich, daß mit diesen Beispielen aus der Bautätigkeit der Beweis erbracht worden ist, daß solche Studien auf jede Art von Bauarbeiten, also auch auf Betonarbeiten angewendet werden können, wenn man nur die allerdings nicht unerheblichen Schwierigkeiten, Kosten und Mühen nicht scheut, welche die Vorbereitungen und die Durchführung der Zeitstudien selbst erfordern.

In den mechanischen Werkstätten galt es, außer den Zeitbeobachtungen über die Nebenzeiten, wie: Aufspannen, Abspannen, Stahlwechseln usw., die Leistungsfähigkeit der Einrichtungen, vor allem der Drehbänke als der hauptsächlichsten, durch eingehende Versuche zu bestimmen und dabei alle damit im Zusammenhang stehenden Fragen, wie die Behandlung und Herrichtung der Werkzeugstähle, Kühlung durch Wasser beim Schneiden, Bestimmung über die Schneidwinkel an den Stählen usw., kurzum das gesamte Problem der „Eisen- und Metallschneidkunst“ auf das gründlichste zu untersuchen. Diese Versuche haben sich über einen Zeitraum von etwa 25 Jahren ausgedehnt und sind in ihrem Verlauf und mit ihren Ergebnissen in Taylors außerordentlich lehrreichem Buche „On the art of cutting metals“ beschrieben.

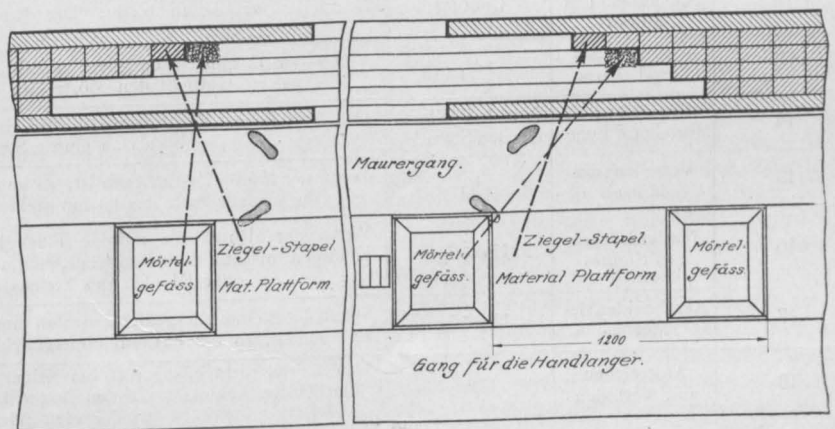


Fig. 4.
Anordnung des Maurergerüsts nach Gilbreth

Bewegung oder Handgriff.	Alte Methode. Bewegung für einen Ziegelstein.	Neue Methode. Bewegung für einen Ziegelstein.	Begründung der Zeitersparnisse. Erklärung des neuen Verfahrens.
1	Schritt zum Mörtelnehmen	Unnötig	An dem Gerüst soll die innere Kante des Mörtelgefäßes genau mit der Innenkante der Materialplattform abschließen. Die Breite des Maueranges soll von Innenkante Mörtelgefäß bis Mauerwand 55 cm nicht überschreiten. Die Mörtelfässer nie mehr als 120 cm voneinander.
2	Nach dem Mörtelgefäß reichen	$\frac{4}{4}$	Den Körper nicht weiter zum Gefäß beugen, als zum Schöpfen mit ausgestrecktem Arm notwendig ist.
3	Aufrühren des Mörtels	Unnötig	Der Mörtel kann durch richtige Vorbereitung und Aufpassen stets als gleichmäßig dicker Brei gehalten werden. Halte die Sandsiebe bei der Aufbereitung in Ordnung, daß keine zu großen Stücke hindurch können. Laß die Arbeitsleute auf dem Gerüst den Mörtel öfter aufrühren.
4	Schritt z. Ziegelsteinstapel	Unnötig	Wenn die Mörtelgefäße in Abständen von höchstens 120 cm voneinander folgen, bedarf es keines Schrittes, um den Ziegelstein zu fassen. Auf der Plattform sollen die Ziegelsteine nicht näher als 30 cm, nicht weiter als 140 cm von der Mauerwand liegen.
5	Ziegelstein aufnehmen	In der Bewegung Nr. 2 enthalten.	Der Ziegelstein muß zur gleichen Zeit mit der einen Hand genommen werden, als der Mörtel mit der anderen Hand geschöpft wird.
6	Prüfen des Ziegelsteines	Unnötig	Der Handlanger muß angewiesen sein, die Steine nach den gerade vorliegenden Arbeiten so viel als möglich auszusuchen, z. B. die besten Steine zu bringen, wenn die Außenwand gemauert wird.
7	Aufbringen des Mörtels	$\frac{4}{4}$	Der Mörtel soll auf dem kürzesten Wege und mit gleicher Geschwindigkeit von dem Gefäß auf die Mauerwand gebracht werden, ohne Zögern, aber auch ohne Hast.
8	Setzen des Ziegelsteins	In Nr. 7 enthalten	Der Ziegelstein muß in der gleichen Zeit wie der Mörtel auf die Mauer gebracht werden.
9	Aufbringend. Mörtels auf d. Mauer	In Nr. 7 enthalten	Ohne Pause soll der Mörtel in unmittelbarem Anschluß an das Schöpfen und Reichen aufgebracht werden.
10	Ausbreiten des Mörtels	Unnötig	Der Mörtel muß unmittelbar so aufgebracht werden, daß kein zusätzliches Ausbreiten notwendig ist. Gleichzeitig soll sich dabei der Mörtel gegen die Seite des zuletzt gelegten Steines so aufstauen, daß die Fugen nach dem Legen des Steines ausgefüllt sind.
11	Abschneiden des Mörtels	Unnötig	Mit der schaufelartigen Kanne soll der Mörtel genau abgemessen aufgebracht werden. Dann ist weder Abschneiden noch Verteilen nötig.
12	Verteilen oder Nachfüllen des Mörtels	Unnötig	Es soll stets so reichlich Mörtel in der Schaufel sein, daß ein Nachfüllen vermieden bleibt. Der Rest geht mit der Schaufel zurück.
13	Auflegen des Ziegelsteines	$\frac{4}{4}$	Wenn der Ziegelstein aufgelegt ist, drückt er durch sein eigenes Gewicht den Mörtel aus den Fugen.
14	Abstreichen d. Mörtels a. d. Fugen	Nur bei jedem zweiten Stein $\frac{1}{2}$	Das Abstreichen der Fugen an zwei Steinen dauert nicht länger als an einem Stein.
15	Verteilen des Mörtels	$\frac{4}{4}$	Wenn der Mörtel abgestrichen ist, so kann mit dem abgestrichenen die schmale Seite des letzten Steines bestrichen werden.
16	Niederdrücken des Steines	Unnötig	Wenn der Mörtel die richtige Flüssigkeit hat und wenn keine Klumpen in ihm enthalten sind, dann ist kein Niederdrücken oder Klopfen des Steines erforderlich.
17	Abschneiden des Mörtels	Unnötig	Wenn der Stein niedergeklopft werden muß, um in seine richtige Lage zu kommen, so tue das durch einen Schlag, nicht durch mehrere.
18	Abstreichen und Verteilen		Den Mörtel nicht häufiger als bei jedem zweiten Stein abstreichen. Beim Abstreichen nicht auf den Boden fallen lassen, sondern alles wieder verwenden.
Anzahl der Handgriffe	18	$4\frac{1}{2}$	

Fig. 5. Übersicht über die Handgriffe beim Ziegelsetzen.

Nachdem durch die eingehenden Studien und Versuche die Grundlage für eine gerechte Entlohnung geschaffen war, konnte Taylor seine ersten Grundsätze einer zweckentsprechenden Betriebsorganisation, nämlich

„jedem Arbeiter täglich eine ganz bestimmte in Lohn und Zeit festgelegte Arbeitsaufgabe zu geben“,
verwirklichen.

In einem der Werkstätte unmittelbar angegliederten Arbeitsbureau werden von einem besonderen Beamten die Arbeitskarten ausgefüllt und dem Arbeiter täglich oder nach Beendigung

vorschrift für den produktiven Arbeitsvorgang mit Einschaltung der Zeiten für das Umschalten, Werkzeugwechseln usw.

Die Einzelzeiten für die vorbereitende Arbeit und für die einzelnen Maßnahmen sind die an den geschicktesten Arbeitern mit der Stoppuhr gemessenen, also die kürzestmöglichen und nicht die gewöhnlichen. Für die notwendigen Unterbrechungen, und um dem mit normaler Geschwindigkeit Arbeitenden gerecht zu werden, ist später, wie aus der Karte ersichtlich, ein Aufschlag gemacht worden und zwar ein ziemlich wesentlicher (rund 70—90%) für die Einricht- und Einstell-

Erhalten:		Auftrag Nr.:				
Weitergeg.:		Arbeiter Nr.:				
Name des Arbeiters:		Zeichnung Nr.:				
		Symbol:				
Vorgeschr. Zeit:	Verbrauchte Zeit:		Maschine No.:			
Bonus:	Lohnsatz:		Bonus		Arbeit	
zu zahlen an:	Gesamtlohn:					
Beschreibung der Arbeit:			Oper.-Nr.	Anzahl der Stücke	Fertigstellungszeit	Lohn
Eingeliefert:			Die oben angeführten Arbeitsstücke wurden geprüft und richtig befunden			
Lohnliste	Kalkulation	Kontrollliste				
			Unterschrift des Arbeitsdisponenten:			

Fig. 6. Arbeitskarte.

der vorigen Arbeit zugestellt. Ein Beispiel solcher Karten ist in Fig. 6 dargestellt. Diese Karte entspricht mit Ausnahme der Zeitangaben etwa den auch hier gebräuchlichen Arbeits- oder Akkordzetteln. Neben dieser Karte erhält der Arbeiter jedoch noch eine sogenannte Unterweisungskarte (instruction card), welche ihm einen genauen Aufschluß über alle Einzeloperationen, deren Zeitdauer und zeitliche Folge, Art und Verwendung der Hilfsmittel, Einstellung der Arbeitsgeschwindigkeiten usw. gibt.

In Fig. 7 ist ein Beispiel einer solchen Unterweisungskarte für einen ganz einfachen Arbeitsauftrag, nämlich das Abdrehen von Unterlagenscheiben auf der Revolverdrehbank, gegeben. Zunächst sind die Zeiten für die Einrichtung der Maschine — zerlegt in möglichst viele Einzelvorrichtungen — vorgeschrieben; es folgt die Zeit-

zeiten, ein kleinerer (rd. 10%) für die Zeiten der Maschinenarbeit, die im Durchschnitt im selbsttätigen Gange verlaufen. Es hat sich die Aufstellung der kürzestmöglichen Zeiten als am zweckmäßigsten herausgestellt, weil die Zahlen dann als gleichwertig zu erachten sind und neue Arbeiten ohne neue Zeitstudien aus den Zeitelementen früher gemessener und tabellarisch zusammengestellter Arbeiten berechnet werden können. Für die verschiedenen Arbeiten sind dann Erfahrungsaufschläge hinzuzurechnen, um die vorzuschreibenden Gesamtzeiten zu erhalten.

Nach dem Taylorschen Lohnverfahren ist für die Einhaltung der vorgeschriebenen Arbeitszeit ein hoher Lohnsatz verbürgt, etwa 30—50% über dem üblichen, während bei Nichteinhaltung der vorgeschriebenen Zeit ein Abzug für die Stunde Mehraufwand an Zeit eintritt. Dieses Lohnver-

Unterweisungskarte für Arbeitsauftrag: 1. S. L. V. 3. P.						
1 Blatt, Blatt Nr. 1		Zeichn. Nr. 6601 Pos. 105	Maschine Nr. L. 10	Auftrag Nr. P. L. V.		
Material: Maschinen- stahl	Klasse Nr. III	Anz. einer Auftragserie: 400	Gesamtzeit: 394 Min.	Bonus: 35 %		
Beschreibung der Bearbeitung: Bohren und Abstechen von Unterlegscheiben auf der Revolverdrehbank						
Nr	Einzelunterweisungen	Vor- schub	Ge- schw.	Arbeits- zeit Min.	Ein- richt- zeit Min.	Ge- samt- zeit
1	<i>I. Einrichten der Bank.</i>					
2						
3	Zeitkarte holen				2,00	
4	Lesen der Karte				2,00	
5	Andrehen der Einspannklauen auf 1/2"				0,91	
6	Ring auf die Stange setzen				0,19	
7	Stange in den Spindelstock einsetzen und Ringe justieren				0,59	
8	Längenanschlag einstellen				0,31	
9	3/16 D D T S in C C C E 3/8 einsetzen				0,31	
10	C C C E 3/8 in den Revolverkopf einsetzen				0,22	
11	Anschlag einstellen für D D T S 3/16				0,31	
12	S. A. T L Stahl einsetzen und einstellen				0,77	
13	Summa Einrichtzeit				7,61	Min.
14	<i>II. Arbeitszeiten.</i>					
15	Material bis an den Anschlag bringen				0,15	
16	Revolverkopf drehen und Maschine in Gang setzen				0,08	
17	3/16" Loch bohren			0,14		
18	Werkzeug wechseln				0,08	
19	Abstechen und Kanten abfeilen			0,12		
20	Fertiges Stück in den Kasten legen				0,02	
21	Stücke nach Hunderten abzählen. Zeit pro Stück				0,02	
22				0,26	0,35	
23				0,61		
24				0,32		
25	90% Aufschlag auf die Einricht- und Wechselzeit (0,35)			0,03		
26	10% Aufschlag auf die Maschinenzeit (0,26)					
27	Fertigstellung pro Stück				0,96	
28						
29	Bank in Ordnung bringen				2,00	
30						
31	Gesamtzeit für 400 Stück =					
32	$400 \times 0,96 + (7,61 + 2) = 393,61$ Minuten					
33	oder $\frac{66}{10}$ Arbeitsstunden.					
34						
35						
36						
37						
38						
Wenn die Maschine nicht so laufen kann wie befohlen, muß der Geschw.-Meister sofort an den Ausfertiger dieser Karte berichten.		1 Monat	9 Tag	11 Jahr	Ausgefertigt: R. Nachgesehen: S.	

fahren hat sich jedoch als zu streng erwiesen und in den meisten Betrieben nicht aufrechterhalten lassen. Fast alle nach dem Taylorschen System geleiteten Betriebe haben daher das Ganttische „Task and Bonus“-Lohnverfahren in Anwendung gebracht, das den Leuten, einerlei ob die vorgeschriebenen Arbeitszeiten erreicht sind oder nicht, den üblichen Stundenlohnsatz gewährt, jedoch bei Einhaltung der vorgeschriebenen Zeit einen „Bonus“ d. h. einen Lohnaufschlag von mindestens 35 % auf den ganzen Lohnbetrag zugute kommen läßt. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß die Arbeiter durchweg den Bonus verdienen, d. h. sich Mühe geben, die Arbeit in der vorgeschriebenen Zeit fertigzustellen. Es mag sein, daß man nicht überall ein derartiges Arbeiterpersonal vorfindet. Von einigen Betriebsleitern europäischer Werke wurde mir versichert, daß bei ihnen die Leute zweifellos eine langsame Arbeitsweise bei normalem Lohn dem Mehrverdienst bei beschleunigtem Tempo vorziehen

Fig. 7.
Unterweisungskarte für einen Arbeitsauftrag.

würden. Sicher trifft das aber nicht für die Mehrzahl der deutschen Betriebe zu, denn man hat bei uns im allgemeinen das Stück-(Akkord-) Lohnverfahren durchführen können, was man in den meisten Maschinenbaubetrieben der

ist oder nicht. Für diesen Zweck bekommt jede Maschine auch ihren Arbeitszettel (Maschinenkarte) Fig. 9.

Für jede Werkzeugmaschine der betreffenden Gruppe sind drei untereinander angeordnete Plätze für die Maschinenkarten vorgesehen. Auf dem oberen Platz hängt die Maschinenkarte des augenblicklich in Arbeit befindlichen Auftrages, auf dem mittleren Platz hängt die Karte des nächstfolgenden Auftrages für die betreffende Maschine und auf dem unteren Platz hängen alle weiteren, etwa schon ausgeschriebenen Karten übereinander. Aus dem Beispiel der Fig. 8 ist zu erkennen, daß für die Drehbänke 3 und 7 die folgenden Arbeitsaufträge noch ausgeschrieben werden müssen. Die gleiche Wandtafel hängt im Arbeitsbureau;

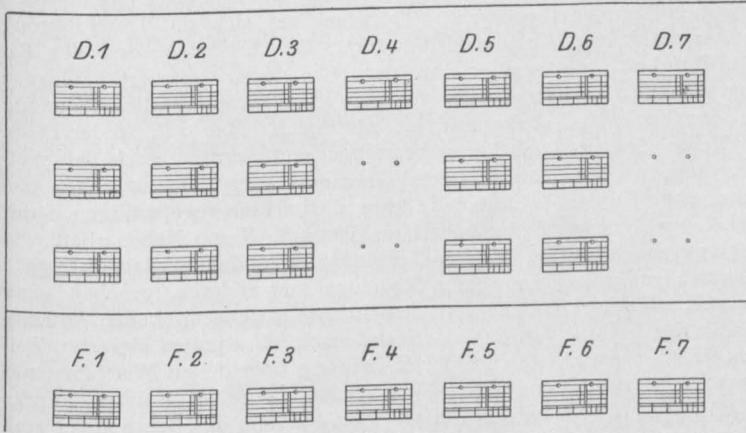


Fig. 8. Übersichtstafel.

Vereinigten Staaten infolge des Widerstandes der Arbeiterorganisationen nicht konnte; es wird dort noch vorwiegend in der niederen Stufe des Zeitlohnverfahrens gearbeitet.

Möglich wird die Anwendung der vorerwähnten Unterweisungskarten allerdings erst dann, wenn außer den Zeitstudien ein sehr gründliches Ordnungswesen für Aufbewahrung und Herrichtung, Herbeischaffung und Normalisierung der Werkzeuge und Vorrichtungen wie der Arbeitsstücke eingerichtet und die Instandhaltung der Werkzeugmaschinen, die Sorge für die Erhaltung der Riemenspannung usw. besonderen Organen übertragen ist.

Hat z. B. ein Dreher seine Arbeit vollendet, so soll ohne seine Meldung der nächste Arbeitsauftrag nicht nur vorbereitet, sondern die Arbeitsstücke, Werkzeuge, Einrichtungen usw. sollen bereits zur Stelle sein. Um dem Arbeitsverteiler (routing clerk), der für die ununterbrochene Beschäftigung aller Arbeiter und Einrichtungen verantwortlich ist, die Übersicht zu erleichtern, werden in der Werkstätte Übersichtstafeln (Fig. 8) an der Wand angebracht, die mit einem Blick eine Prüfung darüber gestatten, ob für jede Maschine der nächste Arbeitsauftrag vorbereitet

die Maschinenkarten werden hierfür im Durchschreibeblock doppelt ausgefertigt.

Der leitende Gedanke bei der Einführung der beschriebenen Unterweisungskarten ist die Ersparung an Zeit oder die Verkürzung der durch die Fabrikation bedingten Arbeitsunterbrechungen, wie Werkzeugwechseln, Umspannen, Aufspannen der folgenden Arbeitsstücke usw. Die Anwendung hoher Schnittgeschwindigkeiten durch Verwendung von Schnellschnittstahl ist von geringer Wirkung, wenn nicht durch eine zweckmäßige Ordnung der Dinge die sogenannten Nebenzeiten oder Handhabungs- und Einrichtzeiten auf das geringste Maß zurückgeführt werden. Hierdurch ist meistens mehr Zeit zu gewinnen, als durch die Erhöhung der Arbeitsgeschwindigkeit.

Normalauftrag Nr.			Auftrag Nr.	
Beschreibung der Arbeit			Gesamtzahl der Stücke	Zeit-einheiten
				Um den Bonus zu erhalten, muß die Arbeit vollendet sein bis
				Betrag des Bonus
Unterweisungskarte Nr.	Kartenzeichnung Nr.	Blattzeichnung Nr.		gezeichnet

Fig. 9. Maschinenkarte.

Ferner sehen wir als Grundzug der Organisation die Trennung der rein mechanischen Ausführungsarbeit von der für die Vorbereitung der Arbeit notwendigen Denk- und Überlegungsarbeit. Diese soll für die in ähnlicher Weise immer wiederkehrenden Arbeiten nur einmal von ganz besonders dazu geeigneten und geschulten Beamten im Arbeitsbüro gemacht, der Arbeiter mithin von dieser ihm häufig nicht liegenden Tätigkeit entbunden werden. Der Niederschlag der vorbereitenden Denkarbeit sind eben die erwähnten Arbeits- und Unterweisungskarten. Keine Zeitverschwendung soll durch unnötige, stets wiederkehrende Arbeit des Nachdenkens über Dinge verursacht werden, deren beste Lösung bereits auf Grund von Versuchen und Studien gefunden ist.

Diese Entlastung des Arbeiters von aller Denkarbeit ist, wie ich gleich erwähnen will, allerdings der Punkt gewesen, in dem die Kritik der Taylor'schen Organisation eingesetzt hat. Es sei vom allgemeinen menschlichen Standpunkte aus zu verwerfen, dem Arbeiter alle höher stehende Tätigkeit, wie z. B. das eigene Nachdenken über die Art, wie eine Arbeit anzufangen ist, fortzunehmen. Man mache den Menschen zu einer würdelosen Maschine usw.

Taylor hat diese Einwürfe jedoch treffend widerlegt mit dem Hinweis, daß er die zur Denkarbeit oder zur Beaufsichtigung oder Leitung geeigneten Elemente in den so geleiteten Betrieben stets aus dem Kreise der mechanisch Arbeitenden herausgenommen und sie zu Vorarbeitern, Meistern oder Beamten im Arbeitsbüro gemacht habe, denn die Zahl der Beamten muß bei einer so intensiven Organisation naturgemäß erheblich vermehrt werden. Das Verhältnis von Beamten zu Arbeitern beträgt in Maschinenfabriken gewöhnlich etwa 1:7-8, herunter bei 1:12, in den Taylorbetrieben dagegen etwa 1:3. Man kann also im Gegenteil sagen, daß das System eine große Zahl von Arbeitern in eine höhere Stufe der Berufstätigkeit emporhebt und nur denen die mechanische Ausführungsarbeit läßt, die gemäß ihrer Veranlagung zu keiner anderen Tätigkeit geeignet und meist auch nicht gewillt sind.

Nachdem ich so die Grundzüge der Organisation skizziert habe, möchte ich noch einige persönlichen Eindrücke aus den Besichtigungen der Taylorbetriebe anfügen.

In der vollständigsten Weise ist das System in der Tabor Manufacturing Co. in Philadelphia durchgeführt. Diese Fabrik eignet sich ganz besonders für das Studium dieser eigenartigen Art der Leitung, da einerseits die leitenden Herren dieser Firma in der zuvorkommendsten Weise alle Erklärungen geben und die eingehendste Beobachtung aller Vorgänge unbekümmert um die unvermeidliche Störung im Betriebe gestatten, andererseits die beschränkte Größe dieser Fabrik (rd. 100

Arbeiter) eine Übersicht über alle Einzelheiten und über das gesamte Ineinandergreifen aller Fäden der Organisation ermöglicht. Die Fabrik stellt Werkzeuge und Gießereimaschinen her. Die Fabrikräume sind alt und keineswegs besonders für die Durchführung einer straffen Organisation geeignet. Trotzdem hat sich die Durchführung glänzend bewährt. Der Eindruck, den der Besucher von dem Fleiß aller beteiligten Organe und von der peinlichen Ordnung aller Vorgänge bekommt, ist vorzüglich. Man sah weder Leute müßig umherstehen und warten, noch sah man überhastetes Gebahren oder überanstrengte Gesichter. Es ging alles seinen regelmäßigen Gang beinahe wie im Uhrwerk. Keine Nebenarbeit, wie z. B. das Schleppen irgendeines Arbeitsstückes von einer Maschine zur anderen, geschah ohne einen vom Arbeitsbüro ausgeschriebenen Auftrag, so daß dort tatsächlich von jedem kleinsten Teil der in der Erzeugung begriffenen Maschinen unmittelbar Rechenschaft gegeben werden konnte, wo und in welchem Stadium der Bearbeitung sich dieses Stück befinde. Die Probe ist von mir gemacht und die Richtigkeit der Angaben des Bürobeamten bestätigt worden. Die Zahl der Beamten muß gegenüber dem normalen Verhältnis allerdings wesentlich erhöht werden. In der Tabor Manufacturing Co. ist das Verhältnis von Beamten, einschließlich Ingenieuren, Meistern usw. zu Arbeitern etwa 1:3. Trotzdem hat sich das Unternehmen unter der neuen Ordnung der Dinge wesentlich günstiger entwickelt als früher. Die sehr erhebliche Steigerung der Erzeugung pro Kopf der Arbeiterschaft gleicht die vermehrten Unkosten aus und läßt noch darüber hinaus einen erheblichen Mehrgewinn übrig.

Ein anderes Unternehmen in Philadelphia, das ebenfalls ausgezeichnete Erfolge durch die Einführung der Taylororganisation erzielt hat, ist die wohlbekannte Link Belt Co., die sich vornehmlich mit der Herstellung von Transportanlagen befaßt. In dieser Unternehmung ist der Beweis gegeben, daß auch bei großer Verschiedenheit in den Erzeugnissen ein Nutzen durch die Anwendung einer sehr weitgehenden Organisation erreicht werden kann. Die eingehenden Aufträge sind unter sich durchaus verschieden, je nach den vorliegenden besonderen örtlichen Verhältnissen; die Vorausbestimmung der Arbeitszeiten ist jedoch durch Zusammensetzung der Elemente der ganzen Arbeit möglich, die sich immer gleich bleiben, und deren Zeitdauer tabellarisch festgelegt ist. Damit ist der häufig gehörte Einwand widerlegt, daß eine so straffe Organisation wie die Taylorsche nur dort von Nutzen sein könne, wo Serienfabrikation vorherrsche; bei häufigem Wechsel in der Art oder in den Abmessungen der Erzeugnisse müßten unüberwindliche Schwierigkeiten entstehen.

Augenblicklich ist die Bewegung nach Verbreitung der „durchdachten Leitung“ in den Vereinigten Staaten ziemlich lebhaft; die verschiedensten Industrien sind zurzeit mit der Einführung beschäftigt, namhafte Organisatoren, wie Emerson, Brandeis, fordern die Einführung bei den Eisenbahnen. Die Militärverwaltung hat Taylororganisatoren für ihre Werkstätten im Watertownarsenal bei Boston gewonnen, die auch dort mit wirtschaftlich sehr günstigem Erfolge wirken. Die Marineverwaltung der Vereinigten Staaten hat die Einführung für einen Teil ihrer Werkstätten beschlossen.

Es wäre im Interesse unserer Industrie zu wünschen, daß man auch bei uns in Deutschland sich die Erfolge der Amerikaner mehr als bisher durch Einführung einer sehr straffen Organisation zunutze machen würde. Es ist dafür durchaus nicht notwendig, daß man alles genau so wie die Amerikaner regelt; die sehr verschiedenen Verhältnisse hüben und drüben müssen in Rücksicht gezogen werden. Aber sehr viele der Taylorschen Maßnahmen können auch hier mit großem wirtschaftlichen Nutzen Anwendung finden. Das haben mir die Zustimmungen aus manchen Kreisen der Industrie bestätigt.

MARKTBERICHTE.

Die Aufwärtsbewegung der Eisenpreise.

Eine sehr interessante Tabelle über die Bewegung der Stabeisenpreise in den bedeutendsten Eisenproduktionsländern Europas bringt, in Francs pro Tonne umgerechnet, die französische „Revue noire“. Danach stellte sich die Preisbewegung in den letzten zehn Jahren jeweils bei Jahresbeginn wie folgt:

	Frankreich	Belgien	Deutschland	England
	Frcs.	Frcs.	Frcs.	Frcs.
1904 . . .	140	127,50	137,50	150
1905 . . .	132,50	127,50	135	153
1906 . . .	155	155	143,75	175
1907 . . .	200	170	187,50	193,95
1908 . . .	170	155	143,75	187,50
1909 . . .	140	132,50	134,37	175
1910 . . .	160	150	135	175
1911 . . .	165	135	140,00—143,75	175
1912 . . .	166	147,50	132,50—133,75	175
1913 . . .	190	180	153,75—158,50	212,50

Die vorstehenden Preise stellen die Inlandsnotierungen der vier Länder dar, und dies erklärt denn insbesondere auch die sehr erheblichen Differenzen, die sich zwischen den französischen und belgischen Stabeisenpreisen auf der einen Seite und den deutschen Stabeisenpreisen auf der anderen Seite zeigen. Denn würde man zur Ausgleichung der Preisdifferenz deutsches Material den beiden westlichen Nachbarn zuführen, so ist nicht nur mit den Fracht-, sondern auch mit den Zollsätzen zu rechnen. Ganz besonders würde dies bei eventuellen Stabeisenexporten nach Frankreich ins Gewicht fallen, das seinen stets sehr hohen Inlandspreis für Stabeisen nur dadurch aufrecht halten kann, daß es einen Eingangszoll von 50 bis 60 Frcs. pro Tonne Stabeisen erhebt. Die sehr bedeutende Differenz zwischen deutschen und englischen Stabeisenpreisen erklärt sich dagegen außer aus den Frachtsätzen auch aus der Qualität des Materials. Die Tabelle veranschaulicht übrigens auch den kürzlich von uns aufgestellten Satz, daß gerade die englische Eisenindustrie zurzeit sehr hohe Preise fordert, und daß diese Forderungen noch wesentlich höher sind als die Preise der Hochkonjunktur von 1906/07. Zu einem nicht geringen Teile ist diese Erscheinung auf die ganz enorme Verteuerung zurückzuführen, die infolge des britischen Bergarbeiterstreiks das englische Brennmaterial im Laufe des letzten Jahres erfahren hat. Hob sich doch der Preis für Hochofenkoks in Newcastle innerhalb Jahresfrist um rund 50% Des weiteren ist aber auch aus der vorstehenden Tabelle ersichtlich, daß Deutschland zurzeit die niedrigsten Eisenpreise hat. Es ist dies ein Moment, das vom nationalwirtschaftlichen Standpunkt aus und besonders in seiner hohen Bedeutung für die zukünftige Entwicklung der Eisenindustrie nicht genug gewürdigt werden kann. Denn man hat sich doch auch zu vergegen-

wärtigen, daß diese Eisenpreise die deutsche Großindustrie unter Rentabilitätsverhältnissen arbeiten lassen, wie sie gleich günstig zurzeit wohl kaum anderwärts auf der Welt zu finden sind.

Die Einfuhr von Bau- und Nutzholz

war im Verlauf des Jahres 1912 noch bedeutender als im Vorjahre. Es ist bekannt, daß die deutsche Holzfabrikation sowie das heimische Baugewerbe ihren Materialbedarf bei weitem nicht völlig im Inland decken können, sondern die Forstwirtschaft Österreichs und Rußlands mit wesentlichen Mengen heranziehen müssen. Die Gesamtmenge der 1912 importierten Hölzer belief sich auf 62,58 Mill. dz gegen 61,80 Mill. dz. Das bedeutet eine Steigerung um 1,25% Stärker wuchs der Wert der Einfuhr, und es drückt sich in diesem Verhältnis die merkliche Verteuerung für Holz aus, die das verfllossene Jahr brachte. Für die ausländischen Lieferungen des Jahres 1912 wurden 325,58 Mill. M. gezahlt, während die Sendungen des Jahres 1911 einen Wert von 315,46 Mill. M. repräsentiert hatten. Das entspricht einer Steigerung um 3,21%. Ganz unregelmäßig entwickelte sich der Import in den einzelnen Monaten; nur soviel läßt sich sagen, daß gegen Ende des Jahres eine entschiedene Abschwächung gegen das Vorjahr zu bemerken war. Setzt man die jeweilige Importmenge der Parallelmonate von 1911 gleich 100, so stellte sich die Einfuhr in den entsprechenden Zeiten des letzten Jahres wie folgt:

Januar . . .	89,46	Juli	126,25
Februar . . .	97,04	August	90,90
März	137,57	September . .	101,02
April	101,13	Oktober	112,51
Mai	100,54	November . . .	91,59
Juni	96,33	Dezember . . .	85,12

Unter den einzelnen Holzarten, die vom Ausland auf den deutschen Markt gebracht werden, macht Nadelholz den erheblichsten Teil aus. Fünf Sechstel alles importierten Holzes ist Nadelholz. Indes ging der Bedarf an diesem Erzeugnis der Forstwirtschaft von 1911 auf 1912 zurück; das Ausland brachte im Berichtsjahr 50,82 Mill. dz Nadelholz im deutschen Wirtschaftsgebiet unter, d. i. 0,44 Mill. dz weniger als 1911. Dagegen bekundete die Einfuhr von Eichenholz, weichen Laubböhlzern und Buchenholz eine kräftige Steigerung. In den letzten beiden Jahren ergab sich für diese Sorten nach Doppelzentnern folgende Entwicklung:

Jahr	1911	1912	Geg. d. Vorj.
Eichenholz	2 309 652	2 954 587	+ 644 935
Weiche Laubböhlzer . .	3 331 339	3 497 917	+ 166 578
Buchenholz	1 241 294	1 493 305	+ 252 011

Bemerkenswert ist ein Rückgang im Import von Zedernholz von 251 694 dz auf 237 378; weit bedeutender war demgegenüber die Steigerung der Einfuhr von anderen Exoten um 88 340 dz auf 479 858 dz.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schrifteleitung.)

Apparat zur Ermittlung der Lage der Nulllinie einfach und doppelt bewehrter Platten und Plattenbalken sowie zum Spannungsnachweis und zur Dimensionierung. Von Ingenieur Ignaz Olexinzer, Wien.

Der Nulllinienabstand vom Querschnittsrande wird bei Platten und Plattenbalken meist rechnerisch ermittelt. Die in Betracht kommenden Formeln sind:
für $x \leq d$

$$x = \frac{n f_e}{B} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 B h'}{n f_e}} \right] \dots \dots \dots (1)$$

$$x = -\frac{n (f_e + f_e')}{B} + \sqrt{\left[\frac{n (f_e + f_e')}{B} \right]^2 + \frac{2 n}{B} [f_e h' + f_e' a'] } (2)$$

und für $x > d$

$$x = \frac{\frac{1}{2} B d^2 + n f_e h'}{B d + n f_e} \dots \dots \dots (3)$$

$$x = \frac{\frac{1}{2} B d^2 + n (f_e h' + f_e' a')}{B d + n (f_e + f_e')} (4)$$

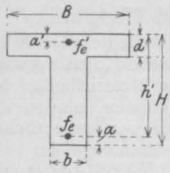


Fig. 1.

In diesen Formeln bedeutet $n = \frac{E_c}{E_b}$ eine Verhältniszahl, gewöhnlich = 15, alle übrigen Werte sind aus Fig. 1 ersichtlich, x ist der gesuchte Nulllinienabstand. Es gibt mehrere Methoden [Autenrieth, Mohr, Mörsch, v. Bronnek, Thieme u. a.], welche auf graphischem Wege die Nulllinie angeben, doch werden sie meistens nur bei unregelmäßigen Profilen angewendet.

Es soll nun gezeigt werden, daß mit Hilfe eines einfachen Apparates, welcher nach dem der graphischen Methode zugrunde gelegten Prinzip gebaut ist, die Nulllinie für die hauptsächlich in Betracht kommenden Fälle, d. i. für die Platte und den Plattenbalken, mit gleicher Genauigkeit, wie sie mit dem Rechenschieber erzielt wird, aber bedeutend rascher, gefunden werden kann.

Für ein Rechteck von der Breite B und der Höhe x ist das statische Moment in bezug auf die Grundlinie gleich

$$y = \frac{B x^2}{2} \dots \dots \dots (5)$$

Für die Eiseneinlage der Zugzone (in einem Punkte gedacht) gilt

$$y = 15 f_e \text{ cm}^2 \cdot (h' - x) \dots \dots \dots (6)$$

Durch Gleichsetzung von Gl. 5 u. 6 erhält man die Gl. 1. Der Apparat ist folgend konstruiert (Fig. 4):

Auf einem Karton, welcher mit Millimeterpapier überzogen ist, ist eine Parabel gezeichnet, welche der Gl. 5 entspricht; aus praktischen Gründen wurde sie nach der Gleichung

$$y = \frac{x^2}{30} \dots \dots \dots (7)$$

konstruiert. Bei Vernachlässigung der Betonkräfte im Steg geht die Parabel als Seilkurve der Druckkräfte in eine Gerade über, u. zw. in eine Tangente von der Gleichung

$$d \left(x - \frac{d}{2} \right) = 15 y \dots \dots \dots (8)$$

Es sind nun mehrere Tangenten t_6, t_7, t_8, \dots an die Parabel gezeichnet. Der Index 6, 7, 8 gibt an, daß die

betreffende Tangente einer Plattenstärke von 6, 7, 8 . . . cm entspricht. Parallel zur Scheiteltangente ist eine Führung angeordnet, in welcher das Stück e läuft. Um den Zapfen f , welcher in e befestigt ist und genau über der Scheiteltangente liegt, ist der Arm g drehbar angeordnet. Ein horizontales Lineal k ist mit e fest verbunden und kann mit diesem bewegt werden.

Gebrauch des Apparates:

1. Einstellen des Zapfens f derart, daß $fO = h'$ wird. (Hierzu ist ein Maßstab parallel zu fO angeordnet (1:1).)
2. Drehen des Armes g , bis er auf dem Maßstab am Lineal k den Wert $\frac{f_e \text{ cm}^2}{B}$ angibt.

Der Schnittpunkt von g mit der Parabel, wenn $x \leq d$, oder mit einer der gegebenen Plattenstärke zugehörigen

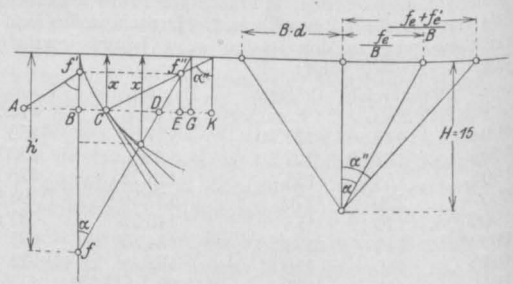


Fig. 2.

Fig. 3.

Geraden t für $x > d$, ist ein Punkt der Nulllinie im Sinne der Gl. 1 resp. 3.

Ähnlich verhält es sich mit den druckbewehrten Profilen. Laut Fig. 2, 3 ist, wenn AK die Nulllinie bedeutet:

$$AC = AB + BC = BD \dots \dots \dots (9)$$

$$AB = (x - a') \text{tg } d'_1 = (x - a') \frac{f_e'}{B} \dots \dots \dots (10)$$

$$BC = \frac{x^2}{2 \cdot 15} \dots \dots \dots (11)$$

$$BD = (h' - x) \frac{f_e}{B} \dots \dots \dots (12)$$

Durch Einsetzen von Gl. 10, 11, 12 und Gl. 9 erhält man

$$\frac{x - a'}{B} 15 f_e' + \frac{x^2}{2} = \frac{(h' - x)}{B} 15 f_e \dots \dots \dots (13)$$

welche mit Gl. 2 identisch ist.

Der Strahl Cf'' (Fig. 2) schließt mit dem Lot den Winkel α'' ein. C ist nun ein Punkt der Nulllinie, wenn

$$\text{tg } \alpha'' = (f_e + f_e') \dots \dots \dots (14)$$

denn

$$\left. \begin{aligned} CK &= \frac{x (f_e + f_e')}{B} \\ BC &= \frac{x^2}{2 \cdot 15}, \quad BG = \frac{f_e h'}{B}, \quad GK = \frac{f_e' a'}{B} \\ BK &= BG + GK = \frac{1}{B} [f_e h' + f_e' d'] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (15)$$

Andererseits ist

$$BK = BC + CK = \frac{x^2}{2 \cdot 15} + \frac{x}{B} (f_e + f_{e'}) \quad (16)$$

Durch Elimination von BK aus Gl. 15 u. 16 erhält man ebenfalls die Beziehung der Gl. 2. Zum Auftragen des Winkels α'' hat nun der Apparat folgende Einrichtung:

Im Arm g ist eine Führung, in welcher ein Stück e' (analog e) beweglich angeordnet ist. Um den Zapfen f' ist der Arm drehbar aufgesetzt, außerdem trägt f' einen Winkel, dessen horizontaler Schenkel einen Maßstab k' hat.

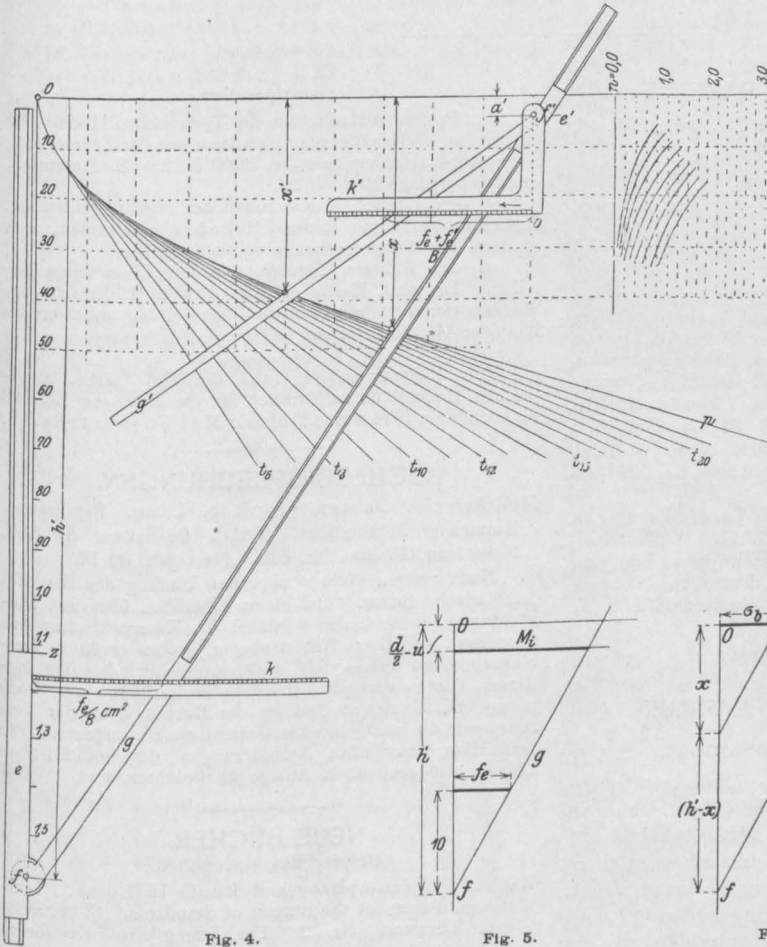


Fig. 4.

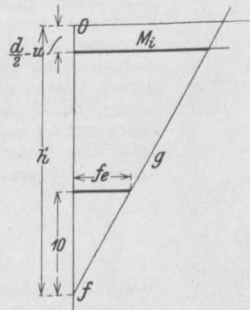


Fig. 5.

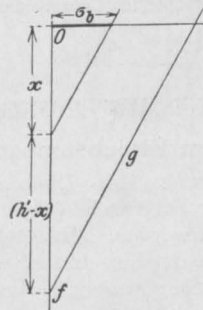


Fig. 6.

stellung des Apparates kann das x für alle Plattenstärken abgelesen werden. Die einzige erforderliche Zwischenrechnung ist die Berechnung des Wertes $\frac{f_e}{B}$ resp. $\frac{f_e + f_{e'}}{B}$, welche nicht zu umgehen war. Die Maßstäbe k und k' gestatten eine Einstellung bis auf 0,1 cm² durch Schätzung. Um h' genau und bequem einstellen zu können, ist ein Zeiger Z angeordnet und der dazu gehörige Maßstab entsprechend verschoben. Auch die Momente und Spannungen lassen sich als Funktionen des Querschnittes graphisch, also auch mechanisch angeben.

Die Spannung in den Eisenlagen ermittelt man bei einfacher Bewehrung nach der Formel

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h' - x + y)} \quad \text{Für } \sigma_e = 1000$$

kg/cm² läßt sich diese Formel schreiben $f_e : 1 = M \text{ (cm t)} : (h' - x + y)$. Stellt man, wie vor, den Apparat auf h' und f_e ein, so schneidet der Arm g auf einer Horizontalen (Fig. 5) den Wert M_i ab. Der Abstand dieser Horizontalen von der Parabelachse ergibt sich zu $h = h' - h' + x - y = x - x + \frac{d}{2} - \frac{d^2}{12(x-d)} = \frac{d}{2} - u$.

Mit der Annäherung nach Mörsch kann $h = h' - \frac{d}{2}$ gesetzt werden.

Stellt man den Zapfen auf $f_0 = h$, den Arm g so, dass er auf der Parabelaxe das Moment M abschneidet, so gibt er auf k für $\sigma_e = 1000$ kg/cm² erforderliche Armierung an. Dieser Vorgang ist für das Dimensionieren höchst bequem. Die oben erwähnte Parabel kann (nach Mörsch, der Eisenbetonbau) zur Ermittlung der Minimalhöhe für Plattenbalken direkt Verwendung finden. Auf der Parabelaxe ist der Wert M · B, auf der Schütteltangente der dazugehörige Maßstab für h' aufgetragen. Soll die Parabel für verschiedene σ_b gelten, so

können entweder parallel zur Scheiteltangente oder auf verschiedenen geeigneten Strahlen, die durch O gehen und bestimmten σ_b entsprechen, die dazugehörigen Maßstäbe für h' aufgetragen werden. Diese Anordnung ist von Wert, da die ökonomische Höhe h' variabel ist.

[Wie u leicht durch ein Grafikon zu finden ist, wird weiter unten gezeigt.] Der Maßstab für M ist 1 cm = 10000 cm kg. Handelt es sich um eine kleine Differenz zwischen dem gefundenen M_i und einem gegebenen äußeren Moment M_a, so beträgt $\sigma_e = 1000 \frac{M_a}{M_i}$ kg/cm².

Da in kleinen Intervallen Proportionalität zwischen σ_e und f_e angenommen werden darf, ist es leicht, den Eisenguer schnitt zu korrigieren. Bei einer etwaigen Überschreitung des zulässigen σ_e beträgt die erforderliche Eisenzulage

Gebrauch:

1. Einstellen des Zapfens f derart, daß $f_0 = h'$ wird.
2. Drehen des Armes g, bis er auf k den Wert $\frac{f_e}{B}$ abschneidet.
3. Einstellen von f' in der Schweraxe der Druckeisen.
4. Drehen von g', bis es auf k' (bei horizontaler Lage von k') den Wert $\frac{f_e + f_{e'}}{B}$ anzeigt.

Der Schnitt von g' mit der Parabel oder deren Tangenten gibt die Nulllinie an.

Die ganze Arbeit einer Nulllinienbestimmung dauert nur wenige Sekunden. Sie hat ferner den Vorteil, daß Änderungen in den Annahmen der Dimensionen sehr leicht vorgenommen werden können. Bei einer einmaligen Ein-

$\Delta f_c = \frac{M_a - M_i}{M_i} f_c$, welcher Wert am Rechenschieber ermittelt wird. Die Betonpressung erhält man aus der Beziehung $\sigma_b = \sigma_e \frac{x}{15(h' - x)}$. Stellt man den Hebel g derart ein, daß er auf der Nulllinie den gefundenen Wert σ_e (1 mm = 10 kg) abschneidet, und verschiebt das Stück e samt g (ohne den Winkel zu ändern), bis f in die Nulllinie fällt (Fig. 6), so schneidet g auf der Parabelachse den Wert σ_b ab. Der Maßstab für σ_b ist 1 kg = 15 mm.

Es soll hier nur noch der Wert

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{12 \left(x - \frac{d}{2} \right)} = x - \frac{d}{2} + u$$

zur Erleichterung der Arbeit ermittelt werden. Für veränderliche x und verschiedene Plattenstärken d wurden die Werte u ermittelt und in Fig. 4 rechts aufgetragen. Der Abschnitt zwischen der Ordinatenachse und der entsprechenden Kurve, gemessen auf der Nulllinie, ist das gesuchte u .

Herr Ingenieur A. Waldapfel hat sich bei dieser Arbeit in mehrfacher Beziehung beteiligt und spreche ich ihm hierfür meinen besten Dank aus.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

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

Patent-Anmeldungen.

84c. P. 27 799. Verfahren zur Herstellung eisenbewehrter Betonpfähle mit Hilfe eines Vortreibrohres. Wilhelm Pinkemeyer, Erkelenz, Rheinl. 7. 11. 11.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37a. 530 184. Beton- oder Eisenbetonkonsole an Bindern oder Pfeilern gleichen Materials zur Unterstützung von Kranbahnen. Max Vahle u. Jos. Brokamp, Selm, Kr. Lüdinghausen. 22. 10. 12. V. 10 629.

37a. 530 553. Eisenbetonhohldecke. Theodor Feißt, Karlsruhe i. B., Morgenstr. 12. 18. 10. 12. F. 27 872.

37b. 530 576. Eiseinlage für Betonkörper u. dgl. Franz Widmar, Dortmund, Rheinischestr. 87. 1. 11. 12. W. 38 262.

37a. 532 362. Eisenbetonhohldecke. Josef Waninger, München, Pilgersheimerstr. 8. 1. 9. 11. W. 34 635.

37a. 532 372. Einrichtung an Betonrippendecken zur Befestigung des als Putzträger dienenden Gewebes. Maria Giese, geb. Michenfelder, Köln, Komödienstr. 26. 23. 10. 12. G. 31 695.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Prüfungen im Eisenbetonbau

können nach Änderung der Diplomprüfungsordnung jetzt an der Technischen Hochschule in Darmstadt abgelegt werden. Mit Rücksicht auf die Bedeutung, welche der Eisenbetonbau in theoretischer und praktischer Beziehung erlangt hat, werden in der neuen Prüfungsordnung vom 27. September 1912 die Eisenbetonbauten sowohl in der Statik der Baukonstruktionen, als auch im Eisenbau besonders geprüft. Ferner kann der Eisenbetonbau in der Sonderprüfung für Baingenieure als Hauptfach gewählt werden. Selbstverständlich ist durch entsprechende Vorlesungen und Übungen im Eisenbetonbau, welche durch die Herren Professor Kayser, Oberingenieur Rütth und Dr.-Ing. Kleinlogel abgehalten werden, dafür gesorgt, daß den Studierenden zu einem eingehenden Studium dieses wichtigen Sondergebietes des Ingenieurwesens Gelegenheit geboten ist.

—r.

Reisestipendien.

Das Professorenkollegium der Technischen Hochschule zu Dresden verließ Reisestipendien aus der Friedrich-Siemens-Stiftung von je 3000 M am 8. Dezember, dem Geburtstag des Stiffters,

an den früheren Studierenden der Ingenieurabteilung, Regierungsbaumeister Richard Schober in Dresden, zum Studium des Talsperrenbaues in Nordamerika;

an den früheren Studierenden der Chemischen Abteilung, Dr. phil. Martin Kleinstück in Hellerau, zum Studium der Verfahren für die Verarbeitung und Veredelung der Hölzer in Japan.

Zum Rector magnificus der Kgl. Sächs. Technischen Hochschule zu Dresden für die Zeit vom 1. 3. 13 bis ebendahin 1914 wurde Professor Max Foerster gewählt.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Militärische Bauten von Rob. Lang. Regierungsbaumeister in Stuttgart. Teil I. 96 Seiten. 59 Abb. Sammlung Götschen Nr. 626. Preis geb. 80 Pf.

Nach einigen Worten über den Umfang des Begriffes „militärische Bauten“ und einem Überblick über ihre Entwicklung bespricht der Verfasser die Kasernenbauten mit allen dazu gehörigen Nebenanlagen, wobei er ältere Ausbildungen nur kurz streift und hauptsächlich bei den modernen Bauten verweilt. Bei dem im Verhältnis zur Stoffmenge nur geringen Umfang des Buches kann der Verfasser nur die maßgebenden Gesichtspunkte andeuten, die beim Bau einer allen Anforderungen des militärischen Lebens entsprechenden Anlage zu beachten sind.

Conrad.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Richard L. Humphrey und Louis H. Losse. Technologic Papers of the Bureau of Standards. S. W. Stratton, Director. Nr. 2. The Strength of Reinforced Concrete Beams; Results of Tests of 333 Beams (First Series). Washington, Government Printing Office, 1912.

Rudolph J. Wig and P. H. Bates, Chemist. Nr. 3. Tests of the Absorptive and permeable Properties of Portland Cement Mortars and Concretes together with Tests of Damp-Proofing and Waterproofing Compounds and Materials. Washington, Government Printing Office, 1912.

Rudolph J. Wig, Associate Engineer-Physicist. Nr. 5. The Effect of High Pressure Steam on the Crushing Strength of Portland Cement Mortar and Concrete. Washington, Government Printing Office, 1912.

Burchartz, Hydraulische Kalk- und Bindemittel anderer Art als Kalk und Zement. Geb. M 5,—. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, G. m. b. H. Berlin NW. 21, Dreysestr. 4.

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