



UNIVERSITÄTS-  
BIBLIOTHEK  
PADERBORN

## **Balkendecken**

**Barkhausen, Georg**

**Stuttgart, 1895**

6. Kap. Stärke der Deckentheile und -Unterstützungen

---

[urn:nbn:de:hbz:466:1-77494](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-77494)

- DIHM, H. Ueber die Verwendung schmiedeeiserner I-Balken für Deckenconstructionen. *Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing.* 1869, S. 383.
- LIGER, F. *Assemblages des planchers, des pans de fer et des pans de fonte.* *Gaz. des arch. et du bât.* 1872, S. 41, 51, 92, 146.
- LANCK. *De l'emploi rationnel et décoratif des fers à planchers.* *Gaz. des arch. et du bât.* 1872, S. 163; 1873, S. 13.
- BARRÉ, L. A. *Construction des planchers métalliques.* *Moniteur des arch.* 1880, S. 84.
- KAPAUN, F. Ueber Decken-Constructionen im Auslande. *Zeitschr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1880, S. 82. Das Kunstgewerbe-Museum in Berlin. *Centralbl. d. Bauverw.* 1882, S. 442.
- Der *Geyber'sche* Träger mit frei schwebenden Stützpunkten im Hochbau. *Zeitschr. f. Baukde.* 1882, S. 543.
- GUADET. *Planchers métalliques du nouvel hotel des postes à Paris.* *La semaine des const.*, Jahrg. 7, S. 138, 150, 222.
- HAESECKE. Allgemeine Einführung von Eisenbalken-Decken und deren Anordnung. *Centralbl. d. Bauverw.* 1886, S. 134, 143.

## 6. Kapitel.

## Stärke der Deckentheile und -Unterstützungen.

## a) Belastungen.

Die Abmessungen der tragenden Deckentheile hängen vom Eigengewicht der Decken-Construction und von der Größe der von der Decke zu tragenden Nutzlast ab.

## 1) Eigengewicht der Decken.

Für die einfacheren Constructionen der Holzbalkendecke sind die Eigengewichte in Theil I, Band I, zweite Hälfte (Art. 359, S. 318<sup>122</sup>) dieses »Handbuches« bereits angegeben worden; dieser Tabelle wird hier noch hinzugefügt:

83.  
Eigengewicht.

Es wiegt:	Kilogr.
1 cbm Gyps-Beton . . . . .	1400
1 cbm Füllsand . . . . .	1600
1 cbm Backstein-Beton . . . . .	1700
1 cbm Kies-Beton . . . . .	2200
1 cbm Schlacken-Beton (1 Theil Cement, 3 Theile Sand, 7 Theile Schlacke) . . . . .	1000 bis 1100
1 cbm Schlacken-Beton mit Weiskalk (4 : 1) . . . . .	1235
1 cbm Korkfleine . . . . .	300
1 qm Sprentafeln von <i>Katz</i> (siehe Art. 37, S. 45) . . . . .	50
1 cbm Tuffstein . . . . .	800 bis 900
1 qm hohle Terracotten, System <i>Laporte</i> (siehe Art. 35, S. 44) . . . . .	80 bis 90
1 qm hohle Terracotten, amerikanisches System (siehe Fig. 121 bis 124, S. 71) . . . . .	100 bis 220
1 cbm Afche . . . . .	850
1 cbm Baufchutt . . . . .	1530
1 qm Gypsdiele von <i>Mack</i> für jedes Centimeter Dicke . . . . .	6,5
1 qm Thonplattenwölbung, System <i>Guaflavino</i> (siehe Fig. 113 u. 114, S. 67) . . . . .	170 bis 195
1 cbm Mauerwerk aus hohlen Backsteinen . . . . .	1250
1 qm hohle Gypsböcke, System <i>Perrière</i> (siehe Fig. 117, S. 69) . . . . .	50
1 cbm Kieselguhr, etwas feucht . . . . .	450

122) 2. Aufl.: Art. 22, S. 17.

Es wiegt:	Kilogr.
1 cbm Kieselguhr, trocken . . . . .	300
1 cbm Kalkpulver . . . . .	940
1 cbm Torfstreu (Torfgruß) . . . . .	130
1 cbm Torfstreu mit etwas Kieselguhr und Kalkpulver . . . . .	300
1 cbm poröse Terracotta-Platten (siehe Fig. 74, S. 47 u. Fig. 84, S. 52) . . . . .	1100
1 cbm trockenes Eichenholz . . . . .	750
1 cbm trockenes Kiehlenholz . . . . .	600
1 qm <i>Monier-</i> oder <i>Rabitz-</i> Platten, 1,5 cm dick . . . . .	35
3 » » . . . . .	75
4 » » . . . . .	90
5 » » . . . . .	110
1 qm in Backstein ( $\frac{1}{2}$ Stein stark) zwischen Eifenträgern gewölbter Decke, einchl. Fußbodenlager und Bretterfußboden . . . . .	375
1 qm desgl. ohne Fußboden . . . . .	325
1 qm desgl., $\frac{1}{4}$ Stein stark, mit Fußboden . . . . .	250
1 qm desgl., $\frac{1}{4}$ Stein stark, ohne Fußboden . . . . .	200
1 qm desgl., in Töpfen gewölbt, 10 cm Topfhöhe . . . . .	93
13 » » . . . . .	101
16 » » . . . . .	131
18 » » . . . . .	148
26 » » . . . . .	196
1 qm einer 4,5 m weiten Spreitafel-Decke mit Holzbalken, Fußboden, Füllung und Deckenputz, 20 cm Gesamtdicke (nach Fig. 72, S. 47) . . . . .	275
1 qm desgl. mit Eifenbalken, 20 cm Gesamtdicke (nach Fig. 73, S. 47 u. Fig. 133, S. 74) . . . . .	200
1 qm Gypsdiele-Decke mit Eifenbalken von 6 m Weite mit drei Lagen Gypsdiele, 23 cm Gesamtdicke (nach Fig. 87 [S. 54] u. 132 [S. 74]) . . . . .	160
1 qm Decke mit Tuffteinausrollung auf Holzbalken, 4,5 m weit, mit Fußboden, Füllung und Deckenputz (nach Fig. 68, S. 45) . . . . .	350
1 qm Gyps-Betondecke, einchl. Träger und Holzfußboden, bei 70 cm Trägertheilung, Systeme <i>Vaux</i> , <i>Thuasne</i> , <i>Rouffel</i> (siehe Fig. 98 u. 99, S. 60) . . . . .	290
1 qm Decke mit gebogenen <i>Monier-</i> Platten, 5 cm dick, Schlacken-Betonfüllung, Fuß- boden und Deckenputz (siehe Fig. 158, S. 84), einchl. Träger . . . . .	330
1 qm Balkendecke mit Tuffstein ausgerollt, mit Fußboden und Deckenputz . . . . .	370
1 qm mit hohlen Gypsblöcken ausgesetzte Decke, einchl. Träger und Fußboden, bei 70 cm Trägertheilung (siehe Fig. 112, S. 66) . . . . .	240
1 qm desgl. mit Hohlziegeln ausgesetzt (siehe Fig. 111, S. 66) . . . . .	270
1 qm Decke in Hohlziegeln gewölbt, einchl. Träger und Fußboden (siehe Fig. 115, S. 68)	260
1 qm Decke mit unten ebenen Terracotten (siehe Fig. 119 [S. 70], 121 u. 122 [S. 71], 126 [S. 72]), einchl. Träger und Fußboden . . . . .	220
1 qm desgl., unten gewölbt (siehe Fig. 120, S. 70) . . . . .	220

Bei feltener vorkommenden Decken-Confructionen, für welche die Gewichte erfahrungsmäßig nicht fest stehen, stellt man zweckmäßig eine genaue Gewichtsberechnung auf, indem man zuerst den Bodenbelag und die Deckenbildung, dann die Fachfüllung und schließlich das Tragwerk fest stellt, für den unten liegenden Theil jedesmal das fest gestellte Gewicht des aufliegenden mit in Rechnung stellend. Nach diesem Gedankengange sollen im Folgenden die einzelnen Theile der Decken ihren Abmessungen nach besprochen werden.

## 2) Nutzlast.

Die Nutzlasten, welche die Decken-Constructionen zu tragen haben, sind bereits in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 359, S. 318<sup>123</sup>) dieses »Handbuches« angegeben worden. Hierzu sei noch bemerkt, daß die Lagerhäuser der Seehäfen jetzt in den unteren Geschossen mit 1500 kg und im obersten Geschoss mit 900 kg für 1 qm Deckenfläche berechnet werden; in den zwischengelegenen Geschossen läßt man die Belastung allmählig abnehmen.

Nach einem von einer Commission des Architekten-Vereins zu Berlin 1885 erstatteten Gutachten, betreffend den Schutz der Personen in öffentlichen Versammlungsräumen, soll als Belastung jene durch Menschengedränge (für 1 qm 6 erwachsene Personen zu je 75 kg, zusammen 450 kg) gerechnet werden.

84.  
Nutzlast.

## b) Abmessungen der Deckentheile.

## 1) Stärke der Fußbodenbeläge.

Die Stärke der Fußbodenbeläge entzieht sich in den allermeisten Fällen einer Berechnung. Wenn man bei den gewöhnlichen hölzernen Fußböden die Bretter so berechnet, daß sie sich bei einer zulässigen Beanspruchung von 80 kg für 1 qm als Träger auf zwei Stützen zwischen letzteren frei tragen können, so fallen für die gewöhnlichen Balkentheilungen und in Rücksicht auf die Abnutzung die Bretterstärken zu gering aus. Nur in schwer belasteten Speichern, zumal bei der in Fig. 25 (S. 20) dargestellten Construction ohne Balken, werden die Bohlen rechnungsmäßig stärker. Hier empfiehlt es sich, die eigentlichen (unteren) Tragbohlen nach den berechneten Mäßen auszuführen, sie dann aber mit einer zweiten, erstere rechtwinkelig kreuzenden, mindestens 3 cm dicken Bohlenlage abzudecken, welche nach erfolgter Abnutzung allein ausgewechselt werden kann.

85.  
Hölzerne  
Fußböden.

Estriche aus Gyps, Cementmörtel oder Asphalt dürfen nicht als tragende Bauteile angesehen werden; sie bedürfen vielmehr als Unterstützung einer Fachausfüllung, welche die ganze Belastung aufzunehmen im Stande ist; der Estrich nimmt nur die Abnutzung auf. Eben so bilden die Beläge mit natürlichen Steinplatten, Thonfliesen etc. nur eine schützende, keine tragende Schicht; auch sie bedürfen daher einer durchlaufenden Unterstützung.

86.  
Estriche  
u. Platten-  
beläge.

## 2) Stärke der Ausfüllungen der Balkenfache.

Die Wellerung oder Stakung und die Einschubdecke (siehe Fig. 52 u. 53 [S. 41], 54 [S. 42], 57, 59 u. 60 [S. 43]) sind nicht im Stande, erhebliche Lasten aufzunehmen, bedürfen daher des Schutzes eines tragfähigen Fußbodens; nur der gestreckte Windelboden (siehe Fig. 51, S. 40) wird in ländlichen Gebäuden wohl unmittelbar geringen Lasten, wie niedrigen Lagen von Futter oder Stroh, ausgesetzt. Eben so wird auch der Dübelboden (siehe Fig. 48 bis 50, S. 38) in der Regel keinen Lasten ausgesetzt.

87.  
Gewöhnliche  
Fach-  
ausfüllungen.

Ebene Fachfüllungen mit Gypsdien (siehe Fig. 87, S. 54), Spreutafeln (siehe Fig. 70 bis 73, S. 46 u. 47), Tuffsteinen (siehe Fig. 68, S. 45), Terracotta (siehe Fig. 74, S. 47), Gyps-Beton (siehe Fig. 86 [S. 53], 98 u. 99 [S. 60]), Hohlziegeln (siehe Fig. 79, S. 51), porösen Ziegeln, hohlen Gypsblöcken (siehe Fig. 80, S. 51), hohlen Terracotta-Kaften (siehe Fig. 63 [S. 44], 64 [S. 45], 117 [S. 69], 119 bis 122

88.  
Fach-  
ausfüllungen  
mit  
künstlichen  
Steinen.

123) 2. Aufl.: Art. 24, S. 19 u. 20.

[S. 70 u. 71]) können zwar grofsentheils, namentlich bei Anordnungen wie in Fig. 79 (S. 51), 117 (S. 69), 119 bis 122 (S. 70 u. 71), erhebliche Lasten tragen, deren Gröfse in den früheren Mittheilungen über Belastungsversuche angegeben ist; in der Regel erhalten sie jedoch keine Last, da diese von nur lose oder gar nicht auf der Füllung ruhenden Hölzern oder Brettern auf die Balken oder Träger gebracht wird. Nothwendig ist diese Entlastung bei den Anordnungen in Fig. 68 (S. 45), 74 (S. 47), 86 (S. 53), 98 u. 99 (S. 60), da diese wenig Tragfähigkeit besitzen. Die Tragfähigkeit der aus einzelnen Theilen — porösen oder hohlen Ziegeln, Gyps- oder Terracotta-Kaften — zusammengefügten Füllungsplatten hängt, da sie auf Biegung beansprucht werden, lediglich von der Zugfestigkeit des die Fugen füllenden Mörtels ab. Die Dicke der Platte  $d$  ist bei der Trägertheilung  $b$ , der Nutzlast  $p$  für die Flächeneinheit, dem Gewichte  $g$  der Flächeneinheit des Fußbodens und der Ueberfüllung, dem Gewichte  $\gamma$  der Raumeinheit der Platte und der zulässigen Beanspruchung  $s$  des Fugenmörtels auf Zug für die Flächeneinheit zu bestimmen nach der Formel:

$$d = \frac{3b^2}{2s} \left[ \frac{\gamma}{4} + \sqrt{\left(\frac{\gamma}{4}\right)^2 + \frac{(p+g)s}{3b^2}} \right] \dots \dots \dots 1.$$

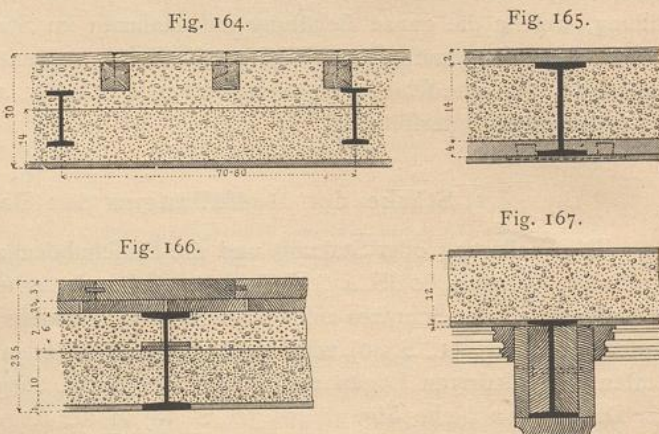
Beispiel. Ein hölzerner Bretterfußboden von 3 cm Dicke mit 8 cm Unterfüllung aus Schlacken-Beton wiegt für 1 qm ( $g =$ )  $0,03 \cdot 600 + 0,08 \cdot 1230 = 116$  kg und hat ( $p =$ ) 500 kg Nutzlast auf 1 qm zu tragen. Die Theilung  $b$  der eisernen Träger sei 0,8 m und das Gewicht der Platte für Hohlziegel ( $\gamma =$ ) 1250 kg für 1 cbm. Die Fugen werden in Cementmörtel der Mischung 1:3 ausgeführt, welchem mit Sicherheit nur ( $s =$ ) 15 000 kg Zug auf 1 qm zugemuthet werden dürfen. Es muß dann sein

$$d = \frac{3 \cdot 0,8^2}{2 \cdot 15\,000} \left[ \frac{1250}{4} + \sqrt{\left(\frac{1250}{4}\right)^2 + \frac{(500 + 116) 15\,000}{3 \cdot 0,8^2}} \right] = 0,16 \text{ m.}$$

89.  
Ebene  
Betonplatten.

Ebene Betonplatten (Fig. 164 bis 167<sup>124</sup>) unterscheiden sich hinsichtlich der Stärkenbestimmung von den eben besprochenen Fachausfüllungen nicht, welche nach Gleichung 1 erfolgt. Da jedoch der Beton in Folge des gleichmäßigen Gefüges mehr Sicherheit gegen Zugbeanspruchung besitzt, als eine Platte aus einzelnen durch Fugen getrennten Körpern, für welche nicht eigentlich die Zugfestigkeit des Mörtels, sondern nur das von mancherlei Zufälligkeiten abhängige Anhaften des Mörtels an den Steinen in Frage kommt, so kann die zulässige Zugbeanspruchung  $s$  hier höher — bei den fetteren Betonarten und guter Herstellung

bis 30 000 kg für 1 qm — angenommen werden. Eine Ueberfüllung aus Schlacken-Beton (Fig. 164 bis 166) kann, wenn sie unmittelbar auf der ganz frischen Betondecke eingestampft ist, als mit zur berechneten Plattendicke gehörend angesehen werden.



124) Vergl.: Art. 72 (S. 80) — ferner: ENGBESSER, F. Ueber die Festigkeit von Beton-Bogen. Deutsche Bauz. 1881, S. 580.

Fig. 168.

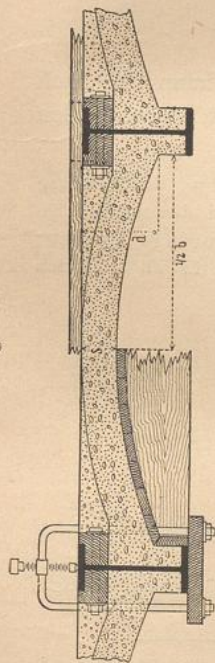


Fig. 170.

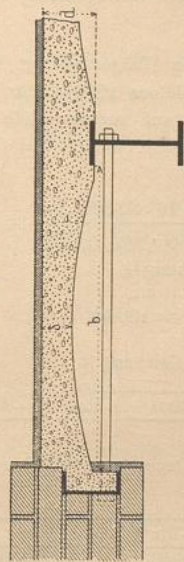


Fig. 173.

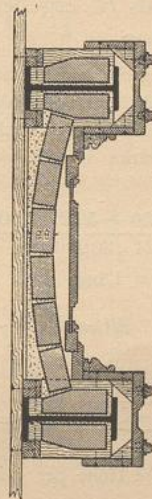


Fig. 172.

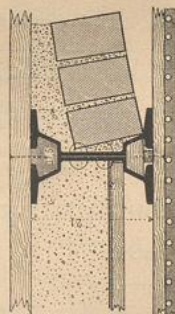


Fig. 175.

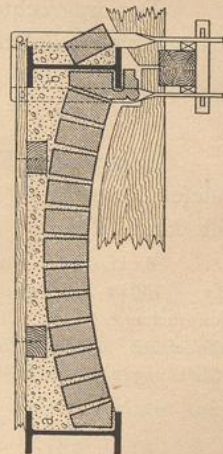


Fig. 169.

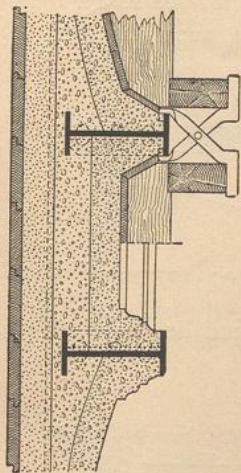


Fig. 171.

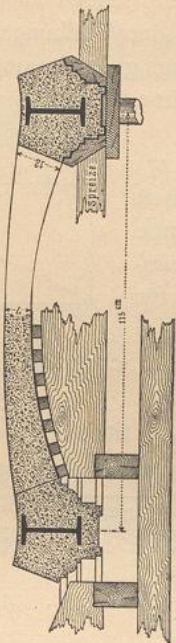


Fig. 174.

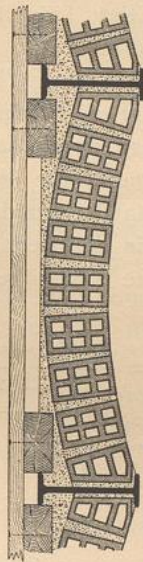
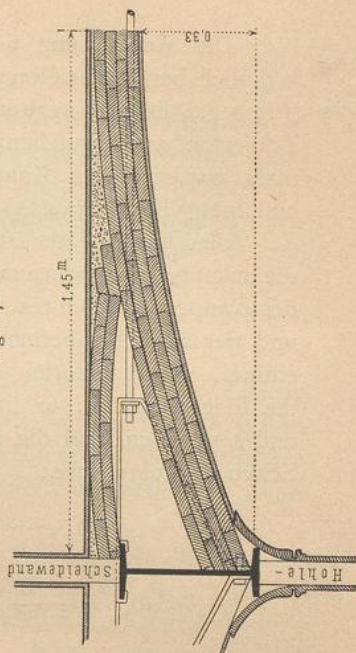


Fig. 176.



90.  
Auswölbung  
der  
Balkenfache.

Die Auswölbung der Balkenfache ohne Uebermauerung im Scheitel ist gewöhnlich bei Betonwölbung (Fig. 168 bis 171<sup>125)</sup>, jedoch auch bei Backsteinwölbung (Fig. 172 bis 176) verwendbar. Als Weite  $b$  der Wölbung wird in der Regel die Trägertheilung anzusehen fein; doch kann man, genau genommen, auch das Lichtmaß zwischen den Kanten der Trägerflanschen einführen (Fig. 168 u. 170).

Sind für eine derartige Wölbung (Fig. 177) die zulässige Beanspruchung auf die Flächeneinheit des Kappenquerschnittes  $s$ , das Gewicht der Kappe und der Schenkelübermauerung  $\gamma$  für die Raumeinheit, die gleichförmig vertheilte Nutzlast  $p$  für die Flächeneinheit, so sind in der Regel  $p$ ,  $\gamma$ ,  $b$  und  $s$  gegeben, und die ganze Wölbhöhe  $d$ , die Scheitelfstärke  $\delta$  und der wagrechte Schub  $H'$  folgen aus:

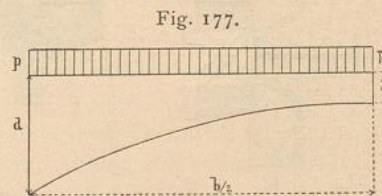


Fig. 177.

$$d = \frac{b^2 (6p + 5\gamma\delta) + 16s\delta^2}{24s\delta - \gamma b^2}; \quad \dots \dots \dots 2.$$

$$\delta = 0,75 d - \frac{5}{32} \frac{\gamma b^2}{s} - \sqrt{\left(0,75 d - \frac{5}{32} \frac{\gamma b^2}{s}\right)^2 - \frac{b^2}{16s} (\gamma d + 6p)}; \quad \dots \dots 3.$$

$$H' = \frac{s\delta}{2} \quad \dots \dots \dots 4.$$

Der wagrechte Widerstand, welchen ein unbelastetes Gewölbe einem benachbarten, voll belasteten höchstens leisten kann, beträgt:

$$H'' = \frac{\sqrt{9s^2(d - 2\delta)^2 + \gamma s b^2(d + 5\delta) - 3s(d - 2\delta)}}{8} \quad \dots \dots \dots 5.$$

In gewissen Fällen, namentlich bei großem  $\delta$  und kleinem  $d$ , kann sich nach diesen Formeln  $H''$  größer als  $H'$  ergeben, was widerfinnig wäre. In solchen Fällen ist dann  $H'' = H'$  anzunehmen.

Beispiel. Für einen Speicherboden seien die Trägertheilung ( $b =$ ) 1,6 m, die Belastung ( $p =$ ) 750 kg auf 1 qm, das Gewicht des verwendeten Betons 2200 kg für 1 cbm und die zulässige Beanspruchung ( $s$ ) für die Betonmischung mit Rückficht auf vorkommende Stöße 30 000 kg für 1 qm; schließlich soll der Scheitel die Stärke von 10 cm erhalten, sonach  $\delta = 0,1$  m sein. Es ist dann nach Gleichung 2 die ganze Wölbhöhe

$$d = \frac{1,6^2 (6 \cdot 750 + 5 \cdot 2200 \cdot 0,1) + 16 \cdot 30\,000 \cdot 0,1^2}{24 \cdot 30\,000 \cdot 0,1 - 2200 \cdot 1,6^2} = 0,288 \text{ m},$$

und der Schub des Gewölbes für 1 m Länge nach Gleichung 4

$$H' = \frac{30\,000 \cdot 0,1}{2} = 1500 \text{ kg},$$

ferner der Widerstand des unbelasteten Gewölbes nach Gleichung 5

$$H'' = \frac{\sqrt{9 \cdot 30\,000^2 (0,288 - 2 \cdot 0,1)^2 + 2200 \cdot 30\,000 \cdot 1,6^2 (0,288 + 5 \cdot 0,1) - 3 \cdot 30\,000 (0,288 - 2 \cdot 0,1)}}{8} = 1110 \text{ kg}.$$

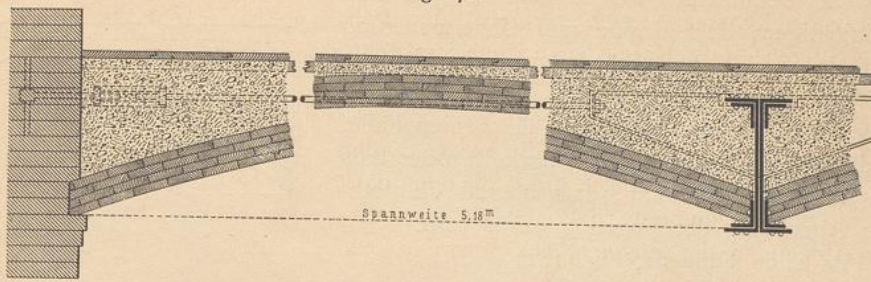
Wäre z. B. wegen bestimmter Höhe der ganzen Decke von vorn herein  $d = 0,3$  m vorgeschrieben, so wäre nach Gleichung 3

$$\delta = 0,75 \cdot 0,3 - \frac{5}{32} \frac{2200 \cdot 1,6^2}{30\,000} - \sqrt{\left(0,75 \cdot 0,3 - \frac{5}{32} \frac{2200 \cdot 1,6^2}{30\,000}\right)^2 - \frac{1,6^2}{16 \cdot 30\,000} (2200 \cdot 0,3 + 6 \cdot 750)} = 0,092 \text{ m}$$

zu machen.

<sup>125)</sup> Siehe: ENGESSER, F. Ueber die Festigkeit von Beton-Bogen. Deutsche Bauz. 1881, S. 580.

Fig. 178.



Die Auswölbung der Balkenfache mit Uebermauerung im Scheitel wird namentlich bei Backsteinwölbungen (siehe Fig. 172 bis 174 u. 178) verwendet, ist jedoch auch bei Betonwölbungen verwendbar, wenn man eine Wölbung aus fetter Mischung von der mageren Ueberfüllung gefordert herstellt (siehe Fig. 169 u. 179). Das Gewicht der Uebermauerung kann in der Regel gleich dem der Wölbung  $\gamma$  gesetzt werden. Bei Backsteinwölbungen ist hier  $\delta$  (siehe Fig. 125, S. 72) gegeben, nämlich der gewählten Steinfärke gleich zu setzen. Uebermauerung und Scheitel haben zusammen die Stärke  $h$ .

91.  
Auswölbung  
mit  
Scheitel-  
übermauerung.

Fig. 179.



Mit Bezug auf Fig. 180 find hier bei den obigen Bezeichnungen

$$d = \frac{8 s \delta (3 h - \delta) + b^2 (6 p + 5 \gamma h)}{24 \delta s - \gamma b^2}, \dots 6.$$

$$\delta = 0,5 \sqrt{9 (d - h)^2 + \frac{b^2}{s} \left[ \frac{\gamma (d + 5 h)}{2} + 3 p \right]} - \frac{3}{2} (d - h), \dots 7.$$

$$H' = 0,5 s \delta, \dots 8.$$

und der größtmögliche Gegenschub des unbelasteten Gewölbes

$$H'' = 0,125 \left[ \sqrt{9 s^2 (d - h - \delta)^2 + \gamma s b^2 (d + 5 h)} - 3 s (d - h - \delta) \right] \dots 9.$$

Würde hiernach  $H'' > H'$ , so wäre  $H'' = H'$  anzunehmen. Bei durch die Trägerverhältnisse fest gesetztem  $d$  und angenommenem  $\delta$  kann  $h$  bestimmt werden aus

$$h = \frac{8 s \delta (3 d + \delta) - b^2 (6 p + \gamma d)}{5 \gamma b^2 + 24 s \delta} \dots 10.$$

Eine üble Eigenschaft aller Kappenwölbungen ist die wagrechte Belastung der sie aufnehmenden Träger, da diese in seitlicher Richtung nicht viel Widerstand leisten können,

selbst wenn man besondere, theuere Trägerquerschnitte — etwa nach *Gocht*, *Klette* oder *Lindsay* — verwendet.

Die Kappen lassen sich jedoch so bemessen, das die unbelastete im Stande ist, ohne Ueberforderung der zulässigen Beanspruchung einen dem Schube der benachbarten, belasteten Kappe gleichen Widerstand zu leisten, wobei dann auf die Träger keine seitliche Belastung, sondern nur ein geringes Verdrehungsmoment einwirkt. Die Abmessungen solcher Kappen gleichen Schubes sind nach Gleichung 11



bis 20 zu bestimmen, welche zugleich den Fall berücksichtigen, dass Kappe und Uebermauerung verschiedenes Einheitsgewicht haben (siehe Fig. 179 u. 181).

Zu unterscheiden sind noch die beiden Fälle, dass die Kappe überall gleich stark ist oder dass sie so an Stärke zunimmt, dass überall die lothrechte Abmessung der Fugen gleich  $\delta$  wird.

Für beide Fälle ist (Fig. 181)

$$\delta_1 = \delta (1 + k), \dots \dots \dots 11.$$

und zwar im ersteren Falle

$$k = 8 \left( \frac{d-h}{b} \right)^2, \dots \dots \dots 12.$$

im letzteren Falle

$$k = 16 \left( \frac{d-h}{b} \right)^2 \dots \dots \dots 13.$$

Die Pfeile werden bei diesen Kappen sehr flach. Die Werthe für  $k$  folgen für einige der gewöhnlichsten Pfeilverhältnisse  $\frac{d-h}{b}$  aus der nachstehenden Zusammenstellung.

$\frac{d-h}{b} =$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{18}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{22}$
Kappenstärke bleibt unverändert $k = 8 \left( \frac{d-h}{b} \right)^2$	0,055	0,036	0,025	0,020	0,0165
Kappenstärke wächst $k = 16 \left( \frac{d-h}{b} \right)^2$	0,111	0,072	0,050	0,040	0,033

Ein dem vorliegenden Falle nach Schätzung entsprechender Werth für  $k$  ist zunächst anzunehmen; dann ergeben sich die übrigen Abmessungen nach dem aus äußeren Bedingungen von vornherein fest stehenden  $h$ , wie folgt:

$$\delta = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{3p}{s(2+k)}}; \dots \dots \dots 14.$$

$$d = h + b \frac{6[\gamma h(2+k) + p(1+2k)] + (\gamma_1 - \gamma)\delta(6+k)(2+k)}{\sqrt{432sp(2+k) - \gamma b(2+k)}}; \dots \dots \dots 15.$$

$$H' = H'' = \frac{\delta s}{2} \dots \dots \dots 16.$$

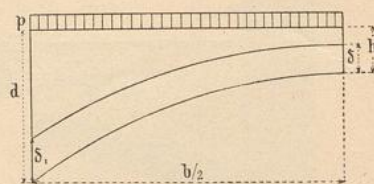
Das Verdrehungsmoment für den Träger ist

$$M_t = \frac{s\delta^2(1+k)}{6} \text{ für die Längeneinheit des Trägers } \dots \dots \dots 17.$$

Das Gewicht der Längeneinheit einer Kappe ist (Fig. 181)

$$G = b \left[ \frac{\gamma}{3}(d+2h) + (\gamma_1 - \gamma)\frac{\delta}{2} \left( 1 + \frac{k}{3} \right) \right] \dots \dots \dots 18.$$

Fig. 181.



Ist das Einheitsgewicht der Uebermauerung gleich dem der Kappe, also  $\gamma = \gamma_1$ , so bleiben die obigen Gleichungen bestehen; nur geht Gleichung 15 über in

$$d_{\gamma=\gamma_1} = h + b \frac{6 [\gamma h (2+k) + p (1+2k)]}{\sqrt{432 s p (2+k) - \gamma b (2+k)}} \dots \dots \dots 19.$$

und Gleichung 18 in (Fig. 181)

$$G_{\gamma=\gamma_1} = \frac{\gamma b (d+2h)}{3} \dots \dots \dots 20.$$

Ergibt sich in bestimmtem Falle nach Gleichung 14 ein  $\delta$ , welches gröfser ist, als das zunächst angenommene  $h$ , so ist in den weiteren Formeln  $\delta$  statt  $h$  einzuführen, und die Kappe erhält im Scheitel keine Uebermauerung.

Es ist schliesslich zu prüfen, ob für die berechnete Kappe  $\frac{d-h}{b}$ , d. h. das Pfeilverhältnifs, mit demjenigen übereinstimmt, welches dem zuerst angenommenen  $k$ -Werthe nach Gleichung 12 oder 13 zu Grunde liegt. Ist dies nicht der Fall, so ist die Rechnung mit dem dem berechneten  $\frac{d-h}{b}$  nach Gleichung 11 oder 12 entsprechenden  $k$  zu wiederholen. Da sich jedoch die Gröfsen  $\delta$  und  $d$  mit erheblichen Abweichungen von  $k$  nur langsam ändern, so wird diese Berichtigungsrechnung nur selten erforderlich werden.

Beispiel. In einem Lagerhaufe sollen die Kappen zwischen Eisenträgern so gewölbt werden, dafs letztere keinen Seitenschub erhalten. Die Dicke der Decke soll an den schwächsten Stellen, wegen Dichtigkeit gegen Kälte, mindestens ( $h =$ ) 18 cm betragen. Die Kappen werden in hartem Backstein mit  $\gamma_1 = 0,0018$  kg für 1 cbcm und mit Rücksicht auf Stöfse  $s = 6$  kg für 1 qcm gewölbt, dann mit Schlackenbeton ( $\gamma = 0,00123$  kg für 1 cbcm) überstampft; die Trägertheilung ist ( $b =$ ) 150 cm, die zu tragende Verkehrslast ( $p =$ ) 0,12 kg für 1 qcm.

Es ist zunächst bei Backsteinwölbung gleich bleibende Kappenstärke vorauszusetzen und daher nach der Zusammenstellung zu Gleichung 11 bis 14, bei dem angenommenen Pfeilverhältnisse  $\frac{d-h}{b} = \frac{1}{20}$ ,  $k = 0,02$  einzuführen. Es wird dann nach Gleichung 14

$$\delta = \frac{150}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot 0,12}{6 \cdot 2,02}} = 12,92 \text{ cm} = \infty 13 \text{ cm},$$

und nach Gleichung 15

$$d = 18 + 150 \frac{6(0,00123 \cdot 18 \cdot 2,02 + 0,12 \cdot 1,04) + (0,0018 - 0,00123) \cdot 12,92 \cdot 6,02 \cdot 2,02}{\sqrt{432 \cdot 6 \cdot 0,12 \cdot 2,02 - 0,00123 \cdot 150 \cdot 2,02}} = 24,72 \text{ cm} = \infty 25 \text{ cm};$$

ferner nach Gleichung 16

$$H' = H'' = \frac{12,92 \cdot 6}{2} = 37,8 \text{ kg für 1 lauf. Centim. Träger},$$

nach Gleichung 17

$$M_t = \frac{6 \cdot 12,92^2 \cdot 1,02}{6} = 170 \text{ cmkg für 1 lauf. Centim. Träger},$$

endlich nach Gleichung 18

$$G = 150 \left[ \frac{0,00123}{3} (25 + 2 \cdot 18) + (0,0018 - 0,00123) \frac{13}{2} \left( 1 + \frac{0,02}{3} \right) \right] = 4,31 \text{ kg für 1 lauf. Centim. Träger}.$$

Bei diesen Abmessungen wird  $\frac{d-h}{b} = \frac{25-18}{150} = \frac{1}{21,4}$ ; angenommen war  $\frac{1}{20}$ . Diese Abweichung hat auf  $k$  einen so geringen Einfluss, dafs die Berichtigungsrechnung nicht ange stellt zu werden braucht.

Die Stärke ebener Mörtelplatten<sup>126)</sup> mit Drahteinlagen, wie sie in Fig. 182, 183 rechts u. 184 dargestellt sind, kann, wenn man die Spannungsvertheilung in der

92.  
Fachausfüllung  
mit  
Monier- und  
Rabitz-Platten.

<sup>126)</sup> Ueber ausgedehnte Belastungsversuche mit Monier-Platten siehe: Deutsche Bauz. 1886, S. 297 — ferner: WAYS, G. A. Das System Monier. Berlin 1887.

Platte als nach Fig. 185<sup>127)</sup> vorgehend anfiert, nach den nachfolgenden Regeln bemessen werden. Es bezeichne  $q$  die gefamnte bleibende und bewegliche Auflast der Platte für die Flächeneinheit,  $\gamma$  das Gewicht der Raumeinheit der Platte selbst,  $s$  die zulässige Beanspruchung der Flächeneinheit des Plattenquerschnittes auf Druck (bei Cement-Mörtel der Mischung 1 : 3 etwa 16 kg für 1 qcm),  $s_e$  die zulässige Zugbeanspruchung auf die Flächeneinheit des Querschnittes der eingelegten Drähte,  $\delta$  die Plattendicke,  $b$  die Theilung der die Platte tragenden Träger,

Fig. 182.

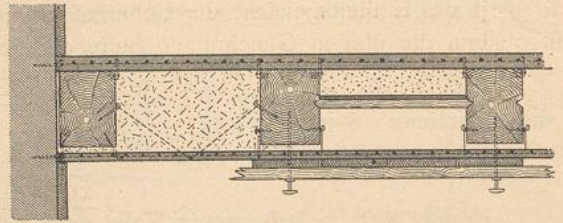


Fig. 183.

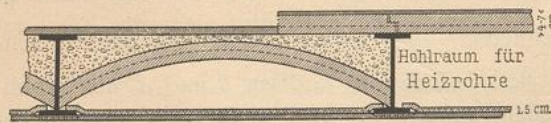
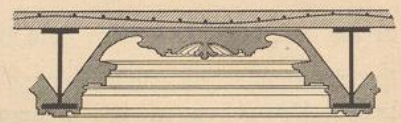


Fig. 184.



$d$  den Durchmesser der eingelegten Drähte,  $t$  die Theilung der letzteren (Fig. 185) und  $a$  den Abstand der Drahteinlage von der gezogenen Aufsenkante der Platte; alsdann mache man

$$\delta = 0,3 \left[ 2a + \frac{\gamma b^2}{s} + \sqrt{\left( 2a + \frac{\gamma b^2}{s} \right)^2 + \frac{20q \cdot b^2}{3s}} \right] \dots 21.$$

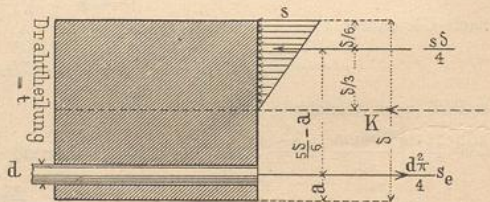
$$d = \sqrt{\frac{t}{\pi} \frac{s}{s_e}} \delta \quad \text{oder} \quad t = \pi \frac{s_e}{s} \frac{d^2}{\delta} \dots 22.$$

Wird noch der Abstand  $a$  als Theil der Plattendicke fest gelegt, also  $a = \frac{\delta}{m}$  gefetzt, so lautet Gleichung 21:

$$\delta = \frac{1,5 m}{5m - 6} \frac{\gamma b^2}{s} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{5m - 6}{m} \cdot \frac{sq}{\gamma^2 b^2}} \right) \dots 23.$$

Die Formeln liefern für durchlaufende, über den Trägern nicht gestofsene Platten (Fig. 182 u. 184) etwas sicherere Ergebnisse, als für die Platten mit Fugen über den Trägern (Fig. 183 rechts). Man kann daher die zulässigen Beanspruchungen  $s$  und  $s_e$  für durchlaufende Platten etwas höher annehmen, als für unterbrochene, vorausgesetzt, daß die Drahteinlage nach Fig. 184 gefchlängelt ausgebildet ist.

Fig. 185.



Beispiel. Auf einem Trägerroste von ( $b =$ ) 80 cm Theilung, welcher ( $q =$ ) 0,04 kg auf 1 qcm Grundfläche zu tragen hat, soll eine Platte aus Cement-Mörtel (von der Mischung 1 : 5) des Gewichtes ( $\gamma =$ ) 0,002 kg für 1 cbcm und mit der zulässigen Druckbeanspruchung ( $s =$ ) 8 kg für 1 qcm hergestellt werden, in welcher die Drahteinlage um ( $a =$ ) 1 cm von der Unterkante absteht.

<sup>127)</sup> Vergl.: Centrallbl. d. Bauverw. 1886, S. 462 — ferner eine schärfere Berechnung in: Wochschr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 209 u. 224.

Nach Gleichung 21 wird

$$\delta = 0,3 \left[ 2 \cdot 1 + \frac{0,002 \cdot 80^2}{8} + \sqrt{\left( 2 \cdot 1 + \frac{0,002 \cdot 80^2}{8} \right)^2 + \frac{20 \cdot 0,04 \cdot 80^2}{3 \cdot 8}} \right] = 5,6 \text{ cm.}$$

Wird für den Draht die Beanspruchung von ( $s_e =$ ) 1000 kg für 1 qcm zugelassen und sollen ( $d =$ ) 0,4 cm starke Drähte zur Verwendung kommen, so ist nach Gleichung 22 die Theilung

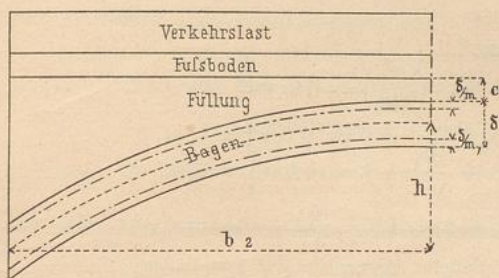
$$t = 3,14 \frac{1000}{8} \frac{0,4^2}{5,6} = 11,2 \text{ cm}$$

weit zu machen. Wäre bestimmt, daß die Drahteinlage sich um den ( $m =$ ) 5,6-ten Theil der Dicke von der Unterkante befinden soll, so würde sich nach Gleichung 23 eben so ergeben haben

$$\delta = 1,5 \frac{5,6 \cdot 0,002 \cdot 80^2}{(5 \cdot 5,6 - 6) \cdot 8} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{4(5 \cdot 5,6 - 6) \cdot 8 \cdot 0,04}{3 \cdot 5,6 \cdot (0,002 \cdot 80)^2}} \right] = 5,6 \text{ cm.}$$

Die gebogenen Mörtelplatten für Trägerfäche (Fig. 183) erhalten zweckmäfsig zwei Drahteinlagen, da der Sinn der Biegemomente für alle Querschnitte wechseln kann.

Fig. 186.



Die Aufstellung der Regeln für die Stärkenbemessung erfolgt mit Bezug auf Fig. 186. Es bedeute  $s$  die zulässige Beanspruchung des Plattenmörtels auf Druck für die Flächeneinheit des Querschnittes,  $s_e$  diejenige des Drahtes in den Drahteinlagen,  $p$  die Nutzlast für die Flächeneinheit,  $g$  das Gewicht eines etwa vorhandenen Fußbodenbelages für die Flächeneinheit,  $\gamma$  das Gewicht der

Raumeinheit der Plattenüberfüllung,  $\gamma_1$  das Gewicht der Raumeinheit des Plattenmörtels,  $b$  die Trägertheilung (Bogenweite),  $h$  den Pfeil der Bogenmittellinie,  $c$  die Höhe der Bogenüberfüllung im Scheitel,  $\delta$  die Plattenstärke und  $\frac{\delta}{m}$  den Theil der Plattenstärke, welchen die Drahteinlage oben und unten abschneidet; die Plattenstärke folgt alsdann aus

$$\delta = \frac{1}{\frac{8hs}{b^2} - \gamma_1} \left[ \frac{q}{2} + \sqrt{\left( \frac{q}{2} \right)^2 + \frac{3,1 m p h \left( \frac{8hs}{b^2} - \gamma_1 \right)}{5m - 6}} \right]; \dots 24.$$

darin ist  $q$  aus der Erklärungsgleichung:

$$q = \gamma \left( c + \frac{h}{5} \right) + g + 0,6 p \dots 25.$$

zu bestimmen. Der Drahtdurchmesser  $d$  oder die Drahttheilung  $t$  der Einlagen folgt aus

$$d = b \sqrt{\frac{m t p}{8,1 (5m - 6) \delta s_e}} \text{ oder } t = \frac{8,1 (5m - 6) \delta s_e}{m p} \left( \frac{d}{b} \right)^2 \dots 26.$$

Der grösste Schub  $H'$ , welchen eine voll belastete Bogenplatte leistet, ergibt sich zu

$$H' = \frac{b^2}{8h} \left[ \gamma_1 \delta + \gamma \left( c + \frac{h}{5} \right) + g + p \right], \dots 27.$$

und bezeichnet  $g_1$  nach der Erklärungsgleichung

$$g_1 = \gamma_1 \delta + \gamma \left( c + \frac{h}{5} \right) + g, \dots 28.$$

so ergibt sich der größte Gegen Schub  $H''$ , den eine unbelastete Bogenplatte leisten kann, aus

$$H'' = \frac{s \delta^2 (5m - 6) + 3m g_1 b^2}{\delta (5m - 6) + 24 m h} \dots \dots \dots 29.$$

Beispiel. Ein mit ( $p =$ ) 0,05 kg für 1 qcm belasteter Cement-Estrich von 3 cm Dicke wiegt ( $g =$ ) 0,006 kg für 1 qcm und ruht auf einer Sandfüllung mit ( $\gamma =$ ) 0,0016 kg Gewicht für 1 cbcm zwischen Trägern von ( $b =$ ) 150 cm Theilung. Die Sandfüllung ist im Scheitel ( $c =$ ) 8 cm stark; der Pfeil der Bogenplatte beträgt ( $h =$ ) 15 cm; 1 cbcm der Platte wiegt ( $\gamma_1 =$ ) 0,002 kg; die Drahteinlagen sollen aus ( $d =$ ) 0,4 cm dicken Drähten bestehen und um  $\frac{\delta}{4}$  ( $m = 4$ ) von den Außenflächen entfernt sein. Die zulässige Beanspruchung des Cement-Mörtels (der Mischung 1 : 3) auf Druck sei ( $s =$ ) 16 kg für 1 qcm, diejenige des Drahtes ( $s_e =$ ) 1100 kg für 1 qcm. Alsdann ist nach Gleichung 25

$$q = 0,0016 \left( 8 + \frac{15}{5} \right) + 0,006 + 0,6 \cdot 0,05 = 0,0536 \text{ kg};$$

also nach Gleichung 24

$$\delta = \frac{1}{\frac{8 \cdot 15 \cdot 16}{150^2} - 0,002} \left[ \frac{0,0536}{2} + \sqrt{\left( \frac{0,0536}{2} \right)^2 + \frac{3,1 \cdot 4 \cdot 0,05 \cdot 15 \left( \frac{8 \cdot 15 \cdot 16}{150^2} - 0,002 \right)}{5 \cdot 4 - 6}} \right] = 3,2 \text{ cm.}$$

Ferner ist nach Gleichung 26 die Drahttheilung

$$t = \frac{8,1 \cdot (5 \cdot 4 - 6) \cdot 3,2 \cdot 1100}{4 \cdot 0,05} \left( \frac{0,4}{150} \right)^2 = 14,2 \text{ cm.}$$

Der größte Schub der vollen Kappe auf 1 cm Länge wird nach Gleichung 27

$$H' = \frac{150^2}{8 \cdot 15} \left[ 0,002 \cdot 3,2 + 0,0016 \left( 8 + \frac{15}{5} \right) + 0,006 + 0,05 \right] = 15 \text{ kg.}$$

Nach Gleichung 28 wird  $g_1 = 0,002 \cdot 3,2 + 0,0016 \left( 8 + \frac{15}{5} \right) + 0,006 = 0,03 \text{ kg}$ , also nach Gleichung 29 der größtmögliche Gegen Schub der unbelasteten Bogenplatte auf 1 cm Länge

$$H'' = \frac{16 \cdot 3,2^2 (5 \cdot 4 - 6) + 3 \cdot 4 \cdot 0,03 \cdot 150^2}{3,2 (5 \cdot 4 - 6) + 24 \cdot 4 \cdot 15} = 7 \text{ kg.}$$

93.  
Fachausfüllung  
mit  
Tonnenblechen.

Sind die Balkenfache mit Tonnenblechen ausgefüllt (Fig. 187 u. 188), so ist der wagrechte Zug, welcher sich in einem Bleche der vollen Belaftung  $q$ , des Pfeiles  $f$  (Fig. 188) und der Weite (Trägertheilung)  $b$  entwickelt,  $H' = \frac{q b^2}{8 f}$ , während

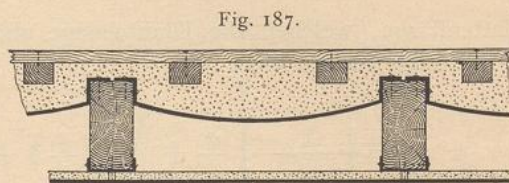
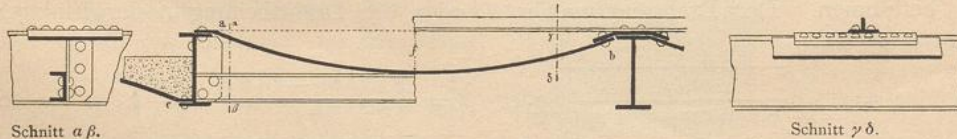


Fig. 187.

der Gegenzug des nur mit der Eigenlast  $g$  für die Einheit belasteten Nachbarbleches  $H'' = \frac{g b^2}{8 F}$  beträgt. Nach

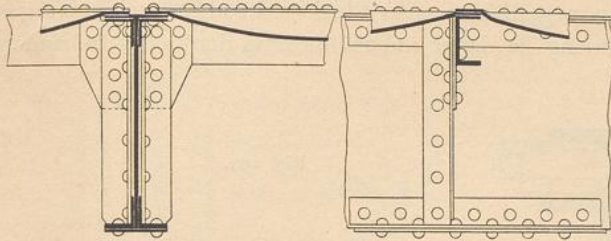
$H'$  könnte man nun das Blech der Dicke nach bemessen; jedoch ergeben sich so selbst bei flachen Pfeilen zu geringe Stärken. Die Bleche wurden früher mindestens

Fig. 188.



8 mm stark gemacht; nachdem durch die Verzinkung ein guter Schutz gegen Rosten geschaffen ist, geht man bis zu 4 mm herunter. Die übrigen Abmessungen der Bleche sind ziemlich beliebig; jedoch geht man in der Gröfse der einzelnen Bleche nicht gern über 4 qm hinaus; schmale und dünne Bleche sind erheblich kleiner. Werden die Bleche, was in der Regel geschieht, mit Beton überstampft, so kann man dessen Druckfestigkeit zum Ausgleiche des wagrechten Zuges der Platte ausnutzen, so dafs

Fig. 189.



ein solcher nie von einem Trägerfäche auf das benachbarte übertragen wird.

Die Vernietung erfolgt nach den in Theil III, Band I (Abth. I, Abfchn. 3, Kap. 2) dieses »Handbuches« gegebenen Regeln, und zwar ist der Nietberechnung für die

Längeneinheit des Bleches bei der Befestigung nach Fig. 188 bei *a* die Kraft *H'*, bei Befestigung nach Fig. 188 bei *b* die Kraft  $\sqrt{H'^2 + \frac{q^2 b^2}{4}}$  zu Grunde zu legen.

Wenn die Balkenfäche mit Buckelplatten überdeckt sind (siehe Fig. 189), so sind für die Stärkenabmessungen letzterer einfache Berechnungen wenig zuverlässig; man bestimmt ihre Tragfähigkeit am sichersten nach den Versuchsergebnissen, welche in der nachfolgenden Zusammenstellung angeführt sind. Die Randvernietung kann schwächer sein, als bei den Tonnenblechen.

94.  
Fachausfüllung  
mit  
Buckelplatten.

Buckel-Platten von der Dillinger Hütte zu Dillingen a. d. Saar.

*L* = Länge, *B* = Breite der Platte, *b* = Breite des geraden Randes, *h* = Pfeil des Buckels (in Millim.), *G* das Gewicht (in Kilogr.).

Nr.	<i>B</i>	<i>L</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>G</i> = Gewicht für 1 Stück bei einer Blechstärke von									
					6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10 mm	
1	1490	1490	78	130	104	112,5	121,5	130	139	147,5	156,5	165,5	173,5	
2	1140	1140	40	85	61	66	71	76	81	86	91	96	101	
3	1098	1098	40	75	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94	
4	1098	1098	78	78	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94	
5	1000	1000	60	72	47	51	54,5	58,5	62,5	66,5	70,5	74	78	
6	750	750	60	45	26,5	28,5	30,5	33	35	37	39,5	41,5	44	
7	500	500	60	27	11,5	12,5	13,5	14,5	15,5	16,5	17,5	18,5	19,5	
8	1630	1270	80	130	96,5	105	113	121,5	129,5	137,5	145,5	153,5	161,5	
9	1100	770	55	80	39,5	43	46	49,5	53	56,5	59,5	63	76	
10	1265	1265	80	100	75	81	87,5	94	100	106,5	112,5	118,5	124,5	

Millim.

Kilogr.

Bezeichnet *P* die zulässige gleichförmig verteilte Belastung von Buckelplatten von 0,9 bis 1,0 m frei tragender Länge für 1 qm, *G* das Gewicht für 1 qm und *d* die Blechdicke, so ergeben sich die folgenden Zahlenbeziehungen:

<i>d</i>	<i>G</i>	<i>P</i>	<i>d</i>	<i>G</i>	<i>P</i>
2	14,8	560	5,0	38,6	3400
2,5	19,0	730	6,0	46,8	4900
3,0	23,2	1160	7,0	55,0	6300
4,0	31,0	2000	8,0	63,2	7700

Millim.

Kilogr.

Millim.

Kilogr.

Preis der Buckelplatten etwa 280 Mark für 1000 kg einchl. Verlegen.

95.  
Fachausfüllung  
mit  
Wellblech.

Das Wellblech überdeckt schmale Räume ohne Träger (Fig. 190); über breiteren werden die Tafeln auf allen Trägern gestopfen. Das Blech wirkt also stets als Träger auf zwei Stützen, und die Berechnung ist daher mit Hilfe der in den neben stehenden Tabellen ange-

gegebenen Widerstandsmomente  

$$(W = \frac{\mathcal{F}^{128}}{e})$$

leicht durchzuführen. Die gebräuchlichen Abmessungen der Blechtafeln gehen aus den Bemerkungen zu den Tabellen hervor.

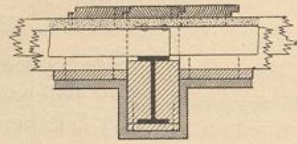
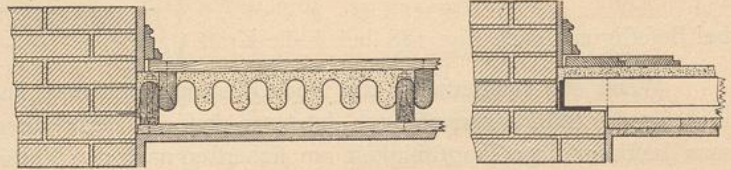


Fig. 190.



Da, wo das Widerstandsmoment einer Blechforte nur für  $d = 1 \text{ mm}$  angegeben ist, erhält man die Widerstandsmomente anderer Blechstärken durch Veränderung der angegebenen Momentenzahl nach dem Verhältnisse der Blechstärke.

Die Längen der Tafeln werden in der Regel bis  $4,0 \text{ m}$  und die Breiten bis  $1,0 \text{ m}$  geliefert.

Die Tabellen zeigen, dass die Widerstandsmomente, welche größer als 92 sind, lediglich in Trägerwellblechen (siehe S. 106) erreicht werden und dass man also in einem solchen Falle zur Verwendung dieser gezwungen ist.

In Fällen, wo das erforderliche Widerstandsmoment kleiner als 90 ist, sind vergleichende Rechnungen zwischen beiden Arten zu empfehlen, da das flache Wellblech bei kleinerem Widerstandsmoment zugleich erheblich geringeres Gewicht hat, und daher unter Umständen das leichtere Ergebnis liefern kann.

Für beliebige flach gewellte Bleche ergibt sich das Trägheitsmoment für die wagrechte Mittelaxe und eine Wellenbreite  $b$  nach der Formel (Fig. 191)

$$\mathcal{F} = \frac{64}{105} (b_1 h_1^3 - b_2 h_2^3), \dots 30.$$

für welche die Maße  $b_1, b_2, h_1$  und  $h_2$  durch Auftragen einer Viertelwelle in großem Maßstabe oder auch durch Berechnung leicht zu ermitteln sind.

96.  
Fachausfüllung  
mit  
Wellblech-  
bogen.

Werden die Balkenfache mit Wellblechbogen oder fogbombirtem Wellblech ausgefüllt (siehe Fig. 192 rechts u. Fig. 193), so sind die Abmessungen, Gewichte und Widerstandsmomente der Wellbleche den Tabellen auf S. 106 zu entnehmen.

Es bezeichne mit Bezug auf Fig. 194:  $b$  die Bogenweite (Trägertheilung),  $h$  den Pfeil der Bogenmittellinie,  $g$  das Ge-

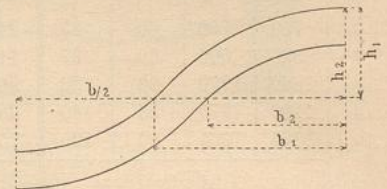


Fig. 191.

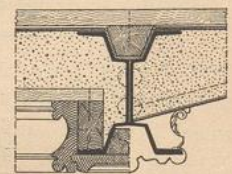


Fig. 192.

128) Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 299, S. 263; 2. Aufl. Art. 89, S. 66) dieses Handbuchs.

a) Flache Wellbleche.

Hein, Lehmann & Co. zu Berlin.  
In den Dicken von 1 bis 20 der  
deutschen Lehre.

h	b	d	B	L	G	W	Freitragende Länge (in Met.)				
							1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
45	150	2,0	1,05	3,0	18,5	19	114,0	597	285	182	127
75	230	3,0	0,92	3,0	29	52	3120	1387	780	499	347
75	230	3,5	0,92	3,0	34	60	3600	1690	900	576	400
75	230	4,0	0,92	3,0	39	67	4020	1787	1005	643	447
75	230	4,5	0,92	3,0	44	73	4380	1947	1095	701	487
75	230	5,0	0,92	3,0	49	80	4800	2133	1200	768	533
75	230	5,5	0,92	3,0	54	86	5160	2293	1290	826	573
75	230	6,0	0,92	3,0	59	92	5520	2453	1380	883	613

Kilogr.

Preis des Wellbleches, einchl. Verlegen, etwa 290 Mark  
für 1000 kg.

Jacob Hegers zu Rheinbrohl.

d	G für 1 qm gedeckte Fläche, einchl. Ueberdeckungen				
	Profil I. b=130mm h=25*	Profil II. b=135mm h=30*	Profil III. b=150mm h=40*	Profil IV. b=150mm h=45*	Profil V. b=160mm h=25*
15	14,6	14,8	15,7	16,6	16,4
16	13,4	13,6	14,5	15,2	15,0
17	12,2	12,3	13,1	13,8	13,6
18	11,0	11,1	11,9	12,4	12,3
19	1,00	9,9	10,5	11,0	10,9
20	0,88	8,6	9,2	9,7	9,6
21	0,75	7,4	7,9	8,3	8,2

Kilogr.

b) Breite, h Höhe einer Welle, d Dicke des Bleches (in Millim.); B und L Breite und Länge (in Met.), bis zu welcher die Bleche geliefert werden; G Gewicht (in Kilogr.) für 1 qm; W Widerstandsmoment (bezogen auf Centim.) für 1 m Breite; größte Beanspruchung des Eisens 750 kg für 1 qm. (In einigen Tabellen ist W' für die Breite b einer Welle angegeben, was im Kopf der betreffenden Tabelle besonders bemerkt ist.)

Hein, Lehmann & Co. zu Berlin.  
In den Dicken von 1 bis 20 der  
deutschen Lehre.

Nr.	h	b	G für 1 qm bei 1 mm Stärke	W' bei 1 m Breite und 1 mm Stärke	G für 1 qm bei 1 mm Stärke	W bei 1 m Breite und 1 mm Stärke	L bis
2 1/2	10	25	100	9,4	7,5	3,1	
3	10	30	100	9,8	9,6	3,1	
3 1/2	10	35	100	10,4	12	3,1	
4	10	40	100	11,1	14	3,1	
4 1/2	10	45	100	11,5	16	3,1	
5	10	50	100	12,1	18	3,1	
5 1/2	10	55	100	12,6	20	3,1	
6	10	60	100	13,1	22	3,1	
6 1/2	10	65	100	13,6	24	3,1	
7	10	70	100	14,1	26	3,1	
7 1/2	10	75	100	14,6	28	3,1	
8	10	80	100	15,1	30	3,1	
8 1/2	10	85	100	15,6	32	3,1	
9	10	90	100	16,1	34	3,1	
9 1/2	10	95	100	16,6	36	3,1	
10	10	100	100	17,1	38	3,1	

Kilogr.

Preis des Wellbleches, einchl. Verlegen, etwa 290 Mark  
für 1000 kg.

L. Fr. Baderus, Germania bei Neuwied.

Nr.	h	b	d	G für 1 mm Dicke	L bis
Z	12	40	0,55-0,875	11	3,1
X	25	75	0,6-1,0	10,1	3,1
A	27	85	0,8-1,5	9,5	3,1
B	29	122	0,8-1,75	8,8	3,1
C	35	137	0,8-1,75	9,1	3,1
D	40	150	0,8-2	9,2	3,1
E	75	250	3-5	9,9	3,1

b) Breite, h Höhe einer Welle, d Dicke des Bleches (in Millim.); B und L Breite und Länge (in Met.), bis zu welcher die Bleche geliefert werden; G Gewicht (in Kilogr.) für 1 qm; W Widerstandsmoment (bezogen auf Centim.) für 1 m Breite; größte Beanspruchung des Eisens 750 kg für 1 qm. (In einigen Tabellen ist W' für die Breite b einer Welle angegeben, was im Kopf der betreffenden Tabelle besonders bemerkt ist.)

Brief & Co. zu Berlin.

L bis 4 m.

Nr.	h	b	d	G	L bis
A	200	80	4	68	0,45
B	180	70	2	32	0,55
C	180	50	1	16	0,55
D	180	50	1	13	0,60
E	150	45	1	9	0,60
F	90	25	1	10	0,75

Met.

Kilogr.

Met.

Kilogr.

Met.

Kilogr.

Met.

Kilogr.

Met.

Kilogr.

Met.

Kilogr.

Met.

Kilogr.

Met.

Kilogr.

Met.



L. Fr. Buderus, Germania b. Neuwied.

3) Trägerwellbleche.

Hein, Lehmann & Co. zu Berlin.

Nr.	h	b	G für 1qm bei 1mm Stärke ca.	W für 1m Breite bei 1mm Stärke	Nr.	h	b	d	G für 1qm bei 1mm Stärke	W für 1m Breite = 10 Wellen bei 1mm Stärke
1	15	40	10,7	5,1	5a	50	100	1-2	12,5	17
2	20	40	12,6	7,6	6	60	100	1-2	14,1	25,2
3	15	50	9,8	4,7	7	70	100	1-3	15,7	33
4	25	50	12,6	9,8	8	80	100	1-5	17,3	40,5
5	30	60	12,6	11,7	9	90	100	1-5	18,9	48,4
	Millim.		Kilogr.		10	100	100	2-5	20,5	56,5
					11	110	100	2-5	22,1	68
								Millim.		Kilogr.

Nr.	h	b	d	G für 1qm bei 1mm Stärke	W für 1mm Stärke und die Breite b
0	45	90	1-1 1/2	12	1,550
I	50	90	"	13	1,885
II	55	90	"	14	2,105
III	60	90	"	15	2,440
VII	60	100	1-3	14,25	2,617
VIII	65	100	"	15	2,980
IX	70	100	2-3	15,8	3,330
X	75	100	"	16,6	3,600
XI	80	100	"	17,5	4,050
XVI	80	120	2-5	14,64	4,461
XVII	90	120	"	16,55	5,385
XVIII	100	120	"	17,50	6,383
			Millim.		Kilogr.

Jacob Hilgers zu Rheinbrohl.

Nr. der deutschen Blechleiste	d	Gewicht für 1qm ohne Ueberdeckung							
		Profil O. b = 90 mm h = 45 "	Profil A. b = 90 mm h = 50 "	Profil B. b = 90 mm h = 60 "	Profil C. b = 90 mm h = 70 "	Profil D. b = 100 mm h = 80 "	Profil E. b = 100 mm h = 90 "	Profil F. b = 100 mm h = 100 "	
		5	4	48	52	60	68	72	76
16	2	24	26	30	34	36	38	42	
19	1	12	13	15	17	18	19	21	
	Millim.								Kilogr.

A. Kammerich & Co. zu Berlin.

Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite	Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite
1	10	20	0,5	6	1,850	19	80	100	1	17	40,500
2	15	30	1	12	5,533	20	80	100	1,5	25,5	60,400
3	20	30	1	13,5	8,800	21	80	100	2	34	80,000
4	25	40	1	13,8	10,700	22	80	100	2,5	42,5	99,600
5	30	40	1	15	14,350	23	80	100	3	51	118,600
6	45	90	1	12	17,267	24	80	100	4	68	156,500
7	45	90	1,5	18	25,633	25	90	100	2	37	96,500
8	45	90	2	24	33,844	26	90	100	2,5	46	120,630
9	50	90	1	13	20,844	27	90	100	3	55,5	144,040
10	50	90	1,5	19,5	30,389	28	90	100	4	74	190,200
11	50	90	2	26	40,355	29	100	100	2	40	115,220
12	60	90	1	15	27,166	30	100	100	3	60	171,000
13	60	90	1,5	22,5	40,533	31	100	100	4	80	225,800
14	60	90	2	30	53,610	32	100	100	5	100	279,800
15	70	90	1	16	34,777	33	100	130	2	33	98,338
16	70	90	1,5	24	51,888	34	100	130	3	49,5	146,169
17	70	90	2	32	68,722	35	100	130	4	66	193,161
18	70	90	2,5	40	85,366	36	100	130	5	82,5	239,400
	Millim.		kg				Millim.		kg		

Pfeiffer & Druckenmüller zu Berlin.

Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite	Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite
DE 8	70	90	2	32	68,000	E 4	60	90	1	15	26,000
" 6	70	90	1,5	24	51,100	F 4	50	90	1	13	21,000
" 4	70	90	1	16	34,300	G 4	45	90	1	12	17,000
E 8	60	90	2	30	53,000	" 3	45	90	0,75	9-10	12,750
" 6	60	90	1,5	23	36,900						
1	50	100	1	12	17,000	18	80	100	3	52	120,000
2	60	100	1	14	25,200	19	90	100	3	55	144,000
3	70	100	1	16	33,600	20	120	100	2	47	152,500
4	60	100	1 1/2	21	37,800	21	80	100	4	71	160,000
5	80	100	1	17	40,800	22	100	100	3	61	169,200
6	90	100	1	18	48,000	23	90	100	4	76	182,000
7	60	100	2	29	50,400	24	140	100	2	52	199,600
8	70	100	1 1/2	23,5	50,500	25	80	100	5	90	200,000
9	100	100	1	20	56,400	26	100	100	4	81	225,800
10	80	100	1 1/2	25,5	60,000	27	120	100	3	70	228,800
11	70	100	2	31	67,000	28	90	100	5	96	230,000
12	90	100	1 1/2	28	72,000	29	100	100	5	101	282,000
13	80	100	2	35	80,000	30	140	100	3	78	299,400
14	100	100	1 1/2	30	84,000	31	120	100	4	94	305,000
15	90	100	2	38	96,000	32	120	100	5	118	381,000
16	70	100	3	48	101,100	33	140	100	4	106	399,200
17	100	100	2	40	112,800	34	140	100	5	133	499,000
	Millim.			kg			Millim.		kg		

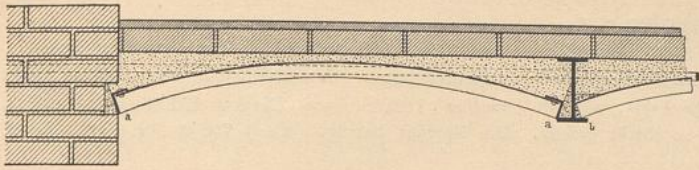
L. Bernhard & Co. zu Berlin.

Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite	Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite
1	20	30	1	13,4	7,800	17	100	120	2	33	98,208
2	30	44	1	13,9	12,181	18	101	120	3	50	146,550
3	50	90	1	12,5	19,355	19	102	120	4	67	194,258
4	50,5	90	1,5	18,7	28,989	20	103	120	5	84	241,600
5	60	90	1	14	25,966	21	120	140	3	50	176,986
6	60,5	90	1,5	21,1	39,289	22	121	140	4	63	235,393
7	61	90	2	28,4	51,333	23	122	140	5	84,7	292,985
8	70	90	1	15,6	33,344	24	123	140	6	102,5	350,085
9	72	90	2	31,6	66,111	25	150	160	3	54,2	297,569
10	71	90	3	48	98,378	26	151	160	4	72,6	315,556
11	80	100	1	16	39,070	27	152	160	5	91,2	393,075
12	81	100	2	32,4	77,410	28	153	160	6	109	470,000
13	82	100	3	49	114,910	29	200	200	3	57,4	338,449
14	90	100	2	35	92,210	30	201	200	4	77	443,215
15	91	100	3	53	137,110	31	202	200	5	96,5	554,935
16	92	100	4	71	182,400	32	203	200	6	116,3	664,045
	Millim.			kg			Millim.		kg		

Breeß & Co. zu Berlin.

Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite	Nr.	h	b	d	G	W für 1m Breite
1	100	130	4	66	244,00	2	80	110	1	16	40,14
"	100	130	3	49	183,00	3	70	90	2	34	60,68
"	100	130	2	33	122,00	"	70	90	1,5	25,5	45,49
1a	100	100	3	61	169,20	"	70	90	1	17	30,30
"	100	100	2	40	112,80	4	60	90	2	30	47,71
1b	90	100	2	37	96,80	"	60	90	1,5	22,5	35,67
"	90	100	1,5	27,5	73,00	"	60	90	1	15	23,61
2	80	110	4	63	160,56	5	50	90	1	13	17,61
"	80	110	3	47	120,42	6	45	90	1	12	14,87
"	80	110	2	32	80,32	7	30	90	1	15,5	6,02
"	80	110	1,5	24	60,26	8	20	90	1	14,5	2,74
	Millim.			kg			Millim.		kg		

Fig. 193.

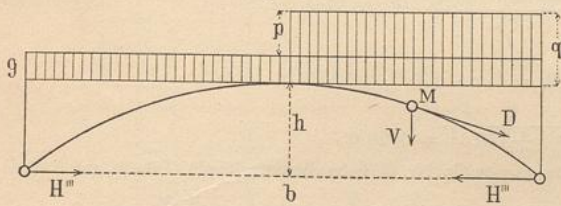


wicht des Bleches, der Ueberfüllung und des Fußbodens für die Flächeneinheit,  $p$  die Nutzlast für die Flächeneinheit,  $q = p + g$  die Gesamtlast für die

Flächeneinheit,  $M$  das ungünstigste Biegemoment bei einseitiger Belastung,  $H'$  den wagrechten Bogen Schub bei voller Belastung,  $H''$  den größtmöglichen Gegenschub des unbelasteten Bogens,  $H'''$  den

von der ungünstigsten einseitigen Belastung erzeugten Bogen Schub,  $V$  die lothrechte Scherkraft im Querschnitte des größten Biegemomentes bei ungünstigster einseitiger Belastung,  $D$  den winkelrechten Druck auf den Querschnitt des größten Biegemomentes

Fig. 194.



bei ungünstigster einseitiger Belastung und  $s$  die zulässige größte Beanspruchung auf  $1 \text{ qcm}$  des Blechquerschnittes. Alsdann ist

$$H' = \frac{q b^2}{8 h}; \dots \dots \dots 31.$$

$$M = 0,01615 p b^2; \dots \dots \dots 32.$$

$$H''' = \frac{(g + 0,6 p) b^2}{8 h}; \dots \dots \dots 33.$$

$$V = (0,2676 g + 0,16 p) b; \dots \dots \dots 34.$$

$$D = \sqrt{H'''^2 + V^2}; \dots \dots \dots 35.$$

$$H'' = \frac{s + \frac{g b^2}{8} \cdot \frac{e}{\mathcal{F}}}{\frac{1}{F} + h \frac{e}{\mathcal{F}}}. \dots \dots \dots 36.$$

In diesen Gleichungen bedeutet  $F$  den Querschnitt des Bleches und  $\frac{\mathcal{F}}{e} = W$  das Widerstandsmoment des Querschnittes, welche aus den Tabellen auf S. 105 u. 106 zu entnehmen oder aus Gleichung 30 durch Division von  $\mathcal{F}$  mit der halben Blechhöhe zu berechnen ist.

Die größte im Bleche vorkommende Beanspruchung ist

$$\sigma_1 = \frac{M e}{\mathcal{F}} + \frac{D}{F} \text{ (Druck)} \dots \dots \dots 37.$$

$$\sigma_2 = \frac{M e}{\mathcal{F}} - \frac{D}{F} \text{ (Zug)} \dots \dots \dots 38.$$

Wird der Wellblechbogen, wie zu empfehlen, mit magerem Beton überstampft, so kann man als Gegenschub des unbelasteten Bogens die Summe der Werthe annehmen, welche sich aus Gleichung 5 u. 36 für die vorliegenden Maße und zulässigen Beanspruchungen ergeben; jedoch darf selbstverständlich auch hier der Gegenschub

des unbelasteten Bogens höchstens gleich dem Schube  $H'$  (Gleichung 31) des belasteten Bogens gesetzt werden.

Beispiel. Ein ( $b =$ ) 3,0 m weiter Bogen von ( $h =$ ) 0,25 m Pfeil ist mit magerem Backstein-Beton durchschnittlich 0,23 m hoch überschüttet und trägt 0,025 m Cement-Estrich. Der erstere wiegt 1600 kg, der letztere 2500 kg für 1 cbm; also ist  $g = 0,23 \cdot 1600 + 0,025 \cdot 2500 = 431$  kg, und mit dem Gewichte des Bleches wird  $g = 450$  kg gesetzt. Die Nutzlast beträgt ( $p =$ ) 700 kg für 1 qm. Es ist dann nach Gleichung 31

$$H' = \frac{(700 + 450) 3^2}{8 \cdot 0,25} = 5175 \text{ kg};$$

nach Gleichung 32

$$M = 0,01615 \cdot 700 \cdot 3^2 = 101,75 \text{ mkg};$$

ferner nach Gleichung 33

$$H'' = \frac{(450 + 0,6 \cdot 700) 3^2}{8 \cdot 0,25} = 3915 \text{ kg};$$

weiter nach Gleichung 34

$$V = (0,2676 \cdot 450 + 0,16 \cdot 700) 3 = 696 \text{ kg};$$

endlich nach Gleichung 35

$$D = \sqrt{696^2 + 3915^2} = 3976 \text{ kg}.$$

Wird nun Trägerwellblech von *Hein, Lehmann & Co.* Nr. 6 (siehe die betreffende Tabelle auf S. 106) unterfucht, so ist für dieses bei 1 mm Stärke für Meter als Einheit  $\frac{\gamma}{\epsilon} = W = \frac{25,2}{100 \cdot 100 \cdot 100} = 0,0000252$ . Der Querschnitt für 1 m Breite ergibt sich bei dem Eisengewichte von 7800 kg für 1 cbm aus dem Blechgewichte von 14,1 kg für 1 qm mit  $\frac{14,1}{7800} = 0,0018$  qm.

Nach Gleichung 37 ist demnach der größte Druck

$$\sigma_1 = \frac{101,75}{0,0000252} + \frac{3976}{0,0018} = 6247200 \text{ kg auf 1 qm},$$

und nach Gleichung 38 der größte Zug

$$\sigma_2 = \frac{101,75}{0,0000252} - \frac{3976}{0,0018} = 1828200 \text{ kg auf 1 qm}.$$

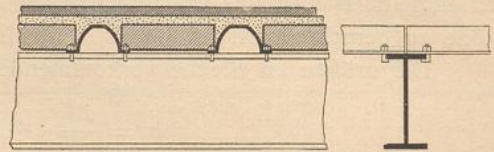
Wegen der starken Spannungschwankung in einer und derselben Fafer ist das Blech trotz der niedrigen Beanspruchung nicht als zu stark zu bezeichnen. Der größtmögliche Gegenschub des Blechbogens ist nach Gleichung 36

$$H'' = \frac{7000000 + \frac{450 \cdot 3^2}{8 \cdot 0,0000252}}{\frac{1}{0,0018} + \frac{0,25}{0,0000252}} = 2490 \text{ kg für 1 m Länge}.$$

97.  
Fachausfüllung  
mit  
Belageisen.

Sollen die Balkenfache mit Belageisen ausgefüllt werden (Fig. 195), so werden letztere zweckmäÙig auf allen Trägern gestofsen, damit aus der Continuität nicht Ueberlastungen einzelner Träger entstehen. Will man jedoch die Vortheile der Continuität für die Belageisen ausnutzen, so muß man die Träger den vergrößerten Auflagerdrücken des continuirlichen Belageisens entsprechend bemessen. In der Regel ist es also nur nöthig, das Gewicht der Ueberfüllung genau zu ermitteln und nach diesem, so wie der Nutzlast die Belageisen als Träger auf zwei Stützen zu berechnen. Für die Zwecke des Hochbaues wird es in fast allen Fällen genügen, zur Deckung der Zwischenräume zwischen den Belageisen quer oder höchstens lang gelegte Flachziegel zu verwenden. Sicherer ist die Ausfüllung mit Beton, wobei man jedoch zum Einbringen kleiner Schalungen zwischen den Belageisen bedarf.

Fig. 195.



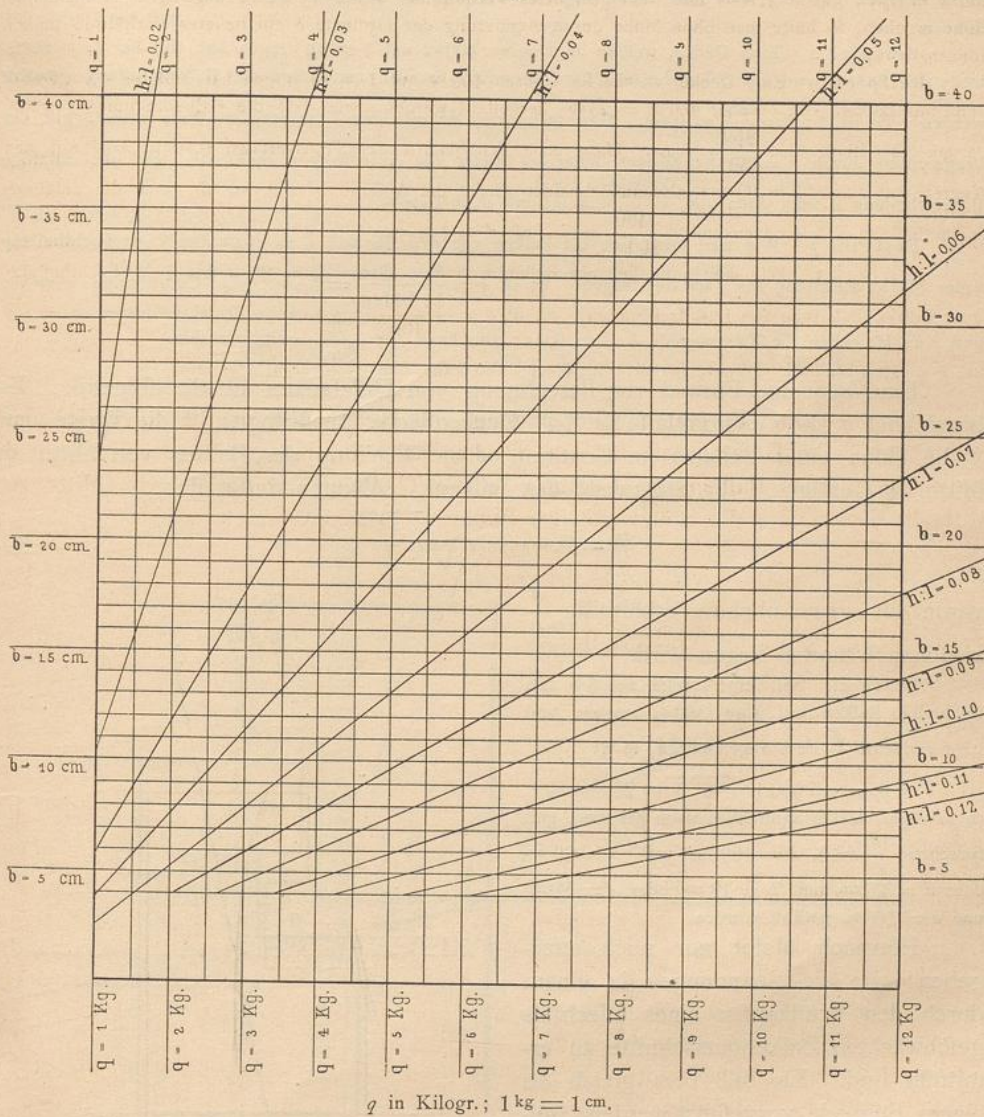
## 3) Querschnittsermittlung für Balken und Träger.

Holzbalken haben ausschließlich rechteckigen Querschnitt, und zwar — mit Rücksicht auf vorteilhafteste Gewinnung aus dem runden Stamme — des Seitenverhältnisses 5 : 7<sup>129)</sup>.

98.  
Hölzerne  
Balken.

Die Berechnung<sup>130)</sup> erfolgt etwas zu sicher für die größte Stützweite jedes

Fig. 196.



Balkens bei 80 kg zulässiger Beanspruchung als Träger auf zwei Stützen. Alle hierher gehörenden Berechnungen können durch Benutzung der Auftragung in Fig. 196 um-

<sup>129)</sup> Siehe Theil III, Band 1 (Art. 156, S. 110; 2. Aufl.: Art. 15, S. 114) dieses »Handbuches«.

<sup>130)</sup> Angaben über die Eigengewichte hölzerner Balken finden sich in einer Tabelle in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 318; 2. Aufl.: S. 17) dieses »Handbuches«.



Die Decke hat 400 kg zu tragen und 0,75 m Balkenthellung; also ist  $q = 3 \text{ kg}$  und bei  $b = 15 \text{ cm}$ ,  $l = 5,45 \text{ m}$  ergibt die Auftragung in Fig. 196  $h : l = 0,043$ , also  $h = 0,043 \cdot 545 = 23,5 = \text{rund } 24 \text{ cm}$ . Der Wechsel soll aus einem Abchnitte desselben Holzes hergestellt werden. Die Last, welche er vom Balken in seiner Mitte erhält, ist  $545 \cdot 3 \cdot \frac{1}{2} = \text{rund } 820 \text{ kg}$ ; seine Stützweite von Balkenmitte bis Balkenmitte beträgt  $2 \cdot 75 = 150 \text{ cm}$ , folglich das Angriffsmoment  $M = \frac{820}{2} \cdot \frac{150}{2} = 30750 \text{ cmkg}$ .

Der Brutzapfen im Wechsel wird nach Fig. 197 ausgeführt. Vom bleibenden Querschnitte ist zuerst der Schwerpunkt zu suchen. Dieser steht ab

von der Unterkante: 
$$\frac{11 \cdot 6 \cdot 21 + 8 \cdot 6 \cdot 15 + 12 \cdot 15 \cdot 6}{11 \cdot 6 + 8 \cdot 6 + 12 \cdot 15} = 10,8 \text{ cm};$$

von der rechten Kante: 
$$\frac{11 \cdot 6 \cdot 5,5 + 8 \cdot 6 \cdot 4 + 12 \cdot 15 \cdot 7,5}{11 \cdot 6 + 8 \cdot 6 + 12 \cdot 15} = 6,5 \text{ cm}.$$

Demnach ist das Trägheitsmoment für die wagrechte Schwerpunktsaxe

$$J = 11 \frac{13,2^3 - 7,2^3}{3} + 8 \frac{7,2^3 - 1,2^3}{3} + 15 \frac{1,2^3 + 10,8^3}{3} = 14360;$$

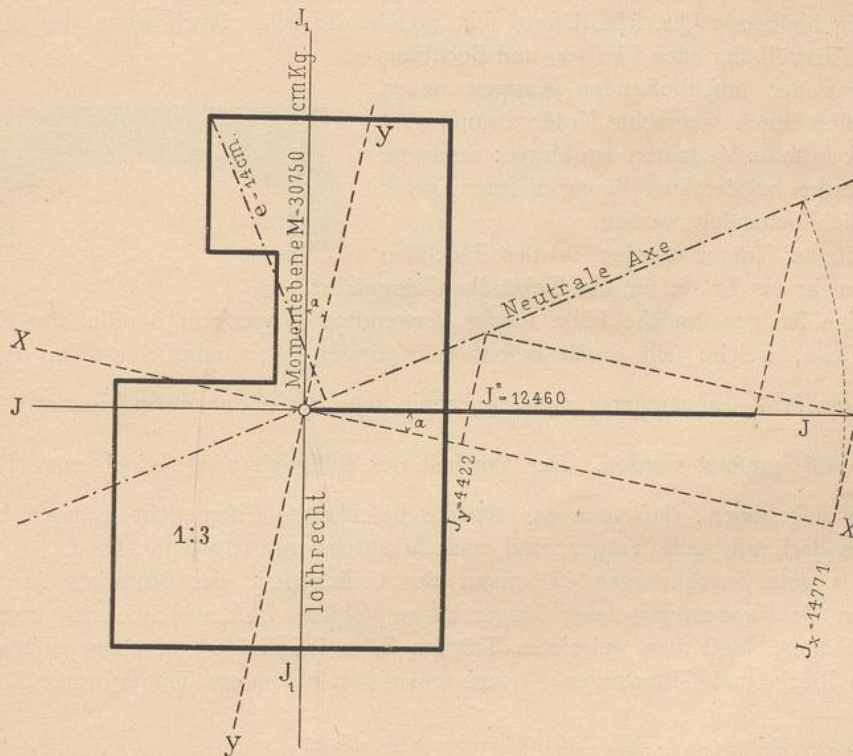
für die lothrechte Schwerpunktsaxe

$$J_1 = 12 \frac{6,5^3 + 8,5^3}{3} + 6 \frac{1,5^3 + 6,5^3 + 4,5^3 + 6,5^3}{3} = 4842.$$

Das Centrifugalmoment  $H^{132)}$  ist

$$H = 13,2 \cdot 6,5 \cdot 3,25 \cdot 6,6 - 6 \cdot 4,5 \cdot 2,25 \cdot 10,2 - 6 \cdot 1,5 \cdot 4,2 \cdot \frac{1,5}{2} - 1,2 \cdot 8,5 \cdot 4,25 \cdot \frac{1,2}{2} + 15 \cdot 10,8 \cdot 1,0 \cdot 5,4 = + 2044.$$

Fig. 198.



132) Vergl. Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 269; 2. Aufl.: S. 39) dieses Handbuchs.

Demnach folgt der Winkel  $\alpha$ , welchen die erste Trägheitshauptaxe  $X$  mit der Axe  $\mathcal{Y}$  bildet<sup>133)</sup> aus

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 \cdot 2044}{4842 - 14360} = \frac{2H}{\mathcal{Y}_1 - \mathcal{Y}}$$

Daraus ergibt sich  $\alpha = -11^\circ 37' 21''$ , ferner

$$\sin 2\alpha = -0,3946, \quad \sin^2 \alpha = 0,0406, \quad \cos^2 \alpha = 0,9594,$$

und schliesslich<sup>134)</sup>

$$\mathcal{Y}_x = \mathcal{Y} \cos^2 \alpha + \mathcal{Y}_1 \sin^2 \alpha - H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0,9594 + 4842 \cdot 0,0406 + 2044 \cdot 0,3946 = 14771,$$

$$\mathcal{Y}_y = \mathcal{Y} \sin^2 \alpha + \mathcal{Y}_1 \cos^2 \alpha + H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0,0406 + 4842 \cdot 0,9594 + 2044 \cdot 0,3946 = 4422.$$

In Fig. 198 ist auf Grund dieser Werthe die Berechnung der grössten Spannung der gefährdetsten Ecke am Bruftzapfen durchgeführt.

Die neutrale Axe ergibt sich, wenn man die Ebene  $\mathcal{Y}$  (Fig. 198) (hier wagrecht) mit dem Winkel  $\alpha$  gegen die  $X$ -Axe fest legt, um den die Momentebene (hier lothrecht) von der  $Y$ -Axe absteht, dann vom Schwerpunkte aus  $\mathcal{Y}_x = 14771$  und  $\mathcal{Y}_y = 4422$  in irgend einem Mafsstabe auf der  $X$ -Axe absetzt und in beiden Punkten die Winkelrechte zur  $X$ -Axe zieht. Trägt man dann den Abschnitt auf der Winkelrechten in  $\mathcal{Y}_x$  im Winkel  $\alpha$  auf der Winkelrechten in  $\mathcal{Y}_y$  auf und verbindet diesen Punkt mit dem Schwerpunkte, so erhält man die neutrale Axe.

Man bestimme nun den Abstand  $e$  des am entferntesten von der neutralen Axe liegenden Punktes (Fig. 198), hier  $e = 14$  cm, übertrage  $\mathcal{Y}_x$  auf die neutrale Axe und ziehe von da die Winkelrechte zur  $X$ -Axe; diese schneidet auf der den Winkel  $\alpha$  mit der  $X$ -Axe einschliessenden Geraden  $\mathcal{Y}$  dann einen Werth  $\mathcal{Y}''$  (hier  $\mathcal{Y}'' = 12460$ ) ab, welcher mit  $e$  und  $M$  die ungünstigste Spannung nach der Gleichung

$$\sigma = \frac{M e}{\mathcal{Y}} = \frac{30750 \cdot 14}{12460} = 34,5 \text{ kg} \dots \dots \dots 40.$$

ergiebt. Der Wechsel ist also trotz der Schwächung reichlich stark. Hierbei ist das Verdrehungsmoment, welches sich aus der Lagerung des Balkenendes ausserhalb des Schwerpunktes ergibt, vernachlässigt.

Nach diesem Verfahren lassen sich alle geschwächten Balken behandeln, mag die übrig bleibende Querschnittsform fein, welche sie will. Auch wenn der Balken bei der Auswölbung nach Fig. 199 und Belastung nur einer der anschliessenden Kappen neben den Laften durch wagrechte Kräfte beansprucht wird, ist dasselbe Verfahren am Platze; derartige Fälle werden bei der Auswölbung eiserner Träger ausführlich behandelt werden.

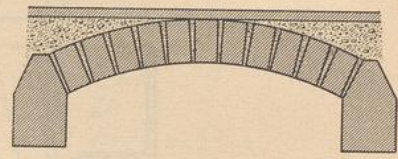


Fig. 199.

99.  
Eiserne  
Träger.

Eiserne Träger werden in den Hochbau immer mehr als Ersatz für die Holzbalken eingeführt.

Eine für gewöhnliche Fälle häufig verwendete Trägerform ist die alte Eisenbahnchiene, welche sich durch besonders niedrigen Preis empfiehlt. Das Widerstandsmoment  $\frac{\mathcal{Y}}{e}$  abgenutzter neuerer Profile von der Höhe  $h$  (in Centim.) kann

$\frac{\mathcal{Y}}{e} = 0,06 h^3$  gesetzt werden. Der Vortheil der Billigkeit wird jedoch zum Theile dadurch aufgehoben, dass man das oft sehr beschädigte Eisen nicht so hoch beanspruchen darf, wie neue Träger, und zwar höchstens mit 700 kg für 1 qcm.

Für gute Ausführungen ist wegen der Unsicherheit des Materials in alten Schienen die Verwendung neuer Träger zu empfehlen. Fast ausschliesslich kommen hier **I**-Träger, sonst von gewalzten Trägern **Z**- und **C**-Profile<sup>135)</sup>, dann zusammengesetzte Blech- und Gitterträger<sup>136)</sup> und schliesslich besondere Trägerformen für be-

<sup>133)</sup> Nach Gleichung 46, S. 269 (2. Aufl.: Gleichung 24, S. 39) ebendaf.

<sup>134)</sup> Nach Gleichung 45, S. 269 (2. Aufl.: Gleichung 22, S. 39) ebendaf.

<sup>135)</sup> Siehe die betreffenden Tabellen in Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 197 u. 198) dieses »Handbuches«.

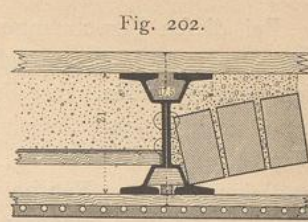
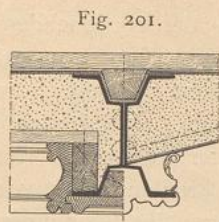
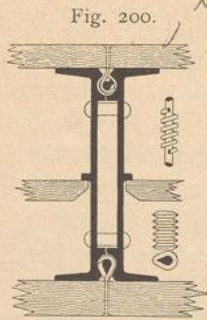
<sup>136)</sup> Siehe Theil III, Band 1 (Abth. I, Abchn. 3, Kap. 7) dieses »Handbuches«.

8





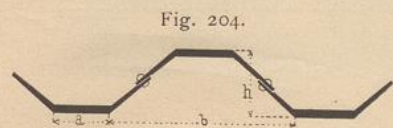




stimmte Zwecke, namentlich Erzielung größerer Seitensteifigkeit, wie der von *Gocht* (Fig. 200), der von *Klette* (Fig. 201 u. 202) und der mit *Lindsay*-Eisen (Fig. 203 u. 204) unten oder oben und unten verstärkte I-Träger zur Verwendung.

Sind die Träger nur lothrecht belastet, so sind die größten Biegemomente für die nach dem früher Gefagten meist verwendeten Träger auf zwei Stützen leicht zu ermitteln.

Die deutschen Normal-Profile für I-Eisen können mit Hilfe der neben stehenden Tafel berechnet werden. In derselben bedeutet  $b$  die Theilung der Deckenträger (in Met.),  $l$  die Stützweite (in Met.),  $g$  die gefamnte Deckenbelastung für 1 qm (in Kilogr.) und  $s$  die zulässige Beanspruchung des Trägerquerschnittes (in Kilogr. auf 1 qcm). Die Coordinaten  $l$  und  $b$  führen durch ihren Schnittpunkt zu oder in die Nähe einer der punktierten schrägen Leitlinien, die man bis zum Schnitte mit derjenigen ausgezogenen, von rechts nach links fallenden, schrägen Transversalen verfolge, welche zu dem dem vorliegenden Falle entsprechenden Verhältnisse  $s : g$  gehört. Die Nummer der kleinen Null, welche auf der ausgezogenen Transversalen  $s : g$  zunächst rechts von der gestrichelten Leitlinie liegt, ist diejenige des zu verwendenden I-Normal-Profils<sup>137)</sup>.



Beispiel 1. Es soll der dem Beispiele in Art. 96 (S. 108) für Wellblechbogen entsprechende Träger, vorläufig ohne Rückficht auf die seitlichen Beanspruchungen, ermittelt werden, und zwar für 5,3 m Stützweite. Es war  $q = p + g = 1150$  kg; die Weite der Fache  $b = 3,0$  m; die zulässige Beanspruchung sei  $s = 1100$  kg für 1 qcm; also  $s : g = 1100 : 1150 = 0,95$ .

Verfolgt man in der neben stehenden Tafel die dem Coordinatenschnitte  $l = 5,3$  und  $b = 3$  nächst liegende gestrichelte Leitlinie bis zu der  $s : g = 0,95$  entsprechenden (zu interpolirenden) Transversalen, so liegt auf letzterer zunächst rechts von der Leitlinie der dem Querschnitte Nr. 36 entsprechende kleine Kreis; der Querschnitt dieser Nummer ist zu verwenden. Dieser Träger bedarf jedoch noch der Prüfung auf Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Beanspruchung, welche für einen ähnlichen Fall weiter unten durchgeführt wird.

Beispiel 2. Das Eigengewicht einer 6 m frei tragenden, mit Beton ausgewölbten Decke beträgt 400 kg und die Nutzlast 400 kg für 1 qm; demnach ist  $q = 800$  kg. Wie weit dürfen Träger des Profils Nr. 28 aus einander gelegt werden, wenn die Beanspruchung für 1 qm 1000 kg betragen soll?

Es ist  $s : g = 1000 : 800 = 1,25$ . Die gestrichelte Leitlinie, welche zunächst links von Nr. 28 auf der Transversalen  $s : g = 1,25$  fest gelegt wird, schneidet die Abcisse  $l = 6,0$  m bei der Ordinate  $b = 1,54$  m; so weit dürfen die Träger also von einander entfernt liegen.

Beispiel 3. Wie weit können sich 1,0 m von einander liegende Träger Nr. 26 bei 1050 kg Beanspruchung unter 900 kg Nutzlast für 1 qm frei tragen?

Es ist  $s : g = 1050 : 900 = 1,18$ . Die  $s : g = 1,18$  und Nr. 26 entsprechende gestrichelte Leitlinie schneidet auf der Ordinate  $b = 1,0$  die Abcisse  $l = 6,6$  m ab.

<sup>137)</sup> Siehe die betreffende Tabelle in Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 198) dieses »Handbuchs«.  
Handbuch der Architektur. III. 2, c.

Bei diesen Berechnungen mittels der vorstehenden Tafel kann die Eisenbahnschiene von 13 cm Höhe bezüglich des Widerstandsmomentes dem Normal-Profil Nr. 17 gleich gesetzt werden. Ihre Beanspruchung soll jedoch nur 700 kg für 1 qm betragen, während man diejenige neuer Träger unter stark bewegten Lasten bis 1000 kg, unter mäßig bewegten bis 1200 kg, unter ganz ruhenden, stetigen Lasten bis 1500 kg für 1 qm steigern kann. Nur bei großen Profilen, etwa von Nr. 40 an, empfiehlt sich eine um 15 Procent ermäßigte Annahme der Spannungen.

Ueber die Berechnung der Blech- und der Gitterträger ist in Theil III, Band 1 (Abth. I, Abschn. 1, Kap. 7) das Erforderliche zu finden.

101.  
Berechnung  
von  
Trägern  
mit  
Seiten Schub.

Wenn die Träger auch wagrechten Kräften ausgesetzt sind<sup>138)</sup>, so entstehen vorwiegend aus den Schüben von Auswölbungen und Wellblechbogen, so wie aus den Zügen von Tonnenblechen, welche sich bei Belaftung nur eines anschließenden Faches gerichteten Schub von der Gröfse  $H' - H''$  (vergl. die Gleichungen 4 u. 5 [S. 96], 8 u. 9 [S. 97], 27 [S. 101], 29 [S. 102], 31 u. 36 [S. 107]), bzw. einen nach der Seite des belafteten Faches gerichteten Zug von der Gröfse  $H' - H'' = \frac{(q - g) \delta^2}{8h}$  (vergl. Art. 93, S. 102) ergeben, schräge Belastungen der Träger, welche diese ganz besonders ungünstig beanspruchen.

Beispiel. Als Beispiel sollen hier die Träger einer Decke nach Fig. 205, bzw. 206 durchgerechnet werden. Für die Fachfüllung kommt Gleichung 6 (S. 97) zur Anwendung. Es sei die Länge der

Fig. 205.

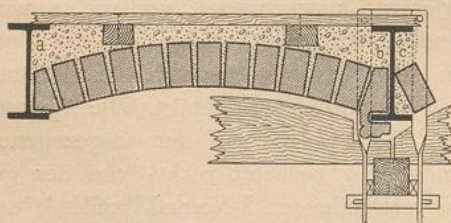
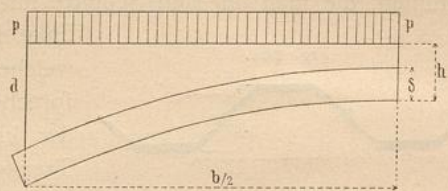


Fig. 206.



Träger ( $l = 5,5$  m, die Theilung ( $b = 1,7$  m,  $\delta = 0,12$  m,  $h = 0,20$  m,  $\gamma$  für Backsteine 1700 kg,  $p = 750$  kg und mit Rücksicht auf Stöße für Backstein  $s = 50000$  kg für 1 qm. Demnach ist nach Gleichung 6 (S. 97)

$$d = \frac{8 \cdot 50000 \cdot 0,12 (3 \cdot 0,2 - 0,12) + 1,7^2 (6 \cdot 750 + 5 \cdot 1700 \cdot 0,2)}{24 \cdot 0,12 \cdot 50000 - 1700 \cdot 1,7^2} = 0,295 = \text{rund } 0,3 \text{ m.}$$

Das Gewicht für 1 m dieser Kappe ist nach Gleichung 20 (S. 99)

$$\begin{aligned} G &= \frac{1}{3} \cdot 1700 \cdot 1,7 (0,3 + 2 \cdot 0,2) \dots = 675,0 \text{ kg,} \\ 3 \text{ cm Cement-Estrich } 1 \cdot 1,7 \cdot 0,03 \cdot 2500 \dots &= 128,5 \text{ „,} \\ 1 \text{ lauf. Meter Träger schätzungsweise } \dots &= 96,5 \text{ „,} \\ &\text{zusammen } 900,0 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Das Gewicht  $g$  für 1 qm ist somit  $\frac{900}{1,7} = \text{rund } 530$  kg.

Der Schub der voll belafteten Kappe ist nach Gleichung 8 (S. 97)

$$H' = 0,5 \cdot 50000 \cdot 0,12 = 3000 \text{ kg für 1 m Trägerlänge}$$

und der größte Gegenschub der unbelafteten Kappe nach Gleichung 9 (S. 97)

$$H'' = 0,125 \left[ \sqrt{9 \cdot 50000^2 (0,3 - 0,2 - 0,12)^2 + 1700 \cdot 50000 \cdot 1,7^2 (0,3 + 5 \cdot 0,2)} - 3 \cdot 50000 (0,3 - 0,2 - 0,12) \right],$$

$$H'' = 2640 \text{ kg.}$$

Die wagrechte Belaftung eines zwischen einer belafteten und einer unbelafteten Kappe liegenden Trägers ist somit

$$\frac{H' - H''}{100} = \frac{3000 - 2640}{100} = 3,6 \text{ kg für 1 cm.}$$

<sup>138)</sup> Vergl. hierüber auch: Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 393.

Die größte lothrechte Belastung eines Trägers tritt für volle Last beider anschließenden Kappen ein; sie beträgt für 1 qm der Decke  $750 + 530 = 1280$  kg.

Die lothrechte Belastung eines Trägers zwischen belasteter und unbelasteter Kappe ist

$$\frac{900 + \frac{1,7 \cdot 750}{2}}{100} = 15,4 \text{ kg für 1 cm.}$$

Wird noch die zulässige Beanspruchung des Eisens zu 1100 kg für 1 qcm fest gesetzt, so ist mit Bezug auf die Tafel bei S. 113 für den voll belasteten Träger  $s : q = 1100 : 1280 = 0,86$ . Zunächst unter der punktierten Leitlinie der Coordinaten  $l = 5,5$  und  $b = 1,7$  liegt auf  $s : q = 0,86$  das Profil Nr. 32, welches also bei voller Belastung genügt.

Für dieses Profil ist <sup>139)</sup>  $\mathcal{Y}_x = 12622$  und  $\mathcal{Y}_y = 652$ ; für den einseitig belasteten Träger ist das lothrechte Moment  $\frac{15,4 \cdot 550^2}{8} = 582312$  cmkg und die entsprechende Spannung bei 32 cm Trägerhöhe

$$\frac{582312 \cdot 32}{2 \cdot 12622} = 739 \text{ kg.}$$

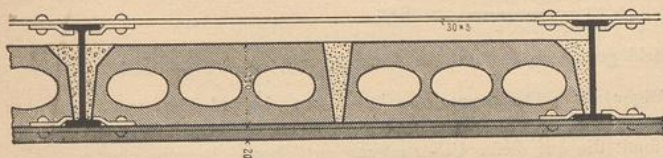
Das wagrechte Biegemoment unter dem einseitigen Schube von 3,6 kg ist  $\frac{3,6 \cdot 550^2}{8} = 136125$  cmkg,

die zugehörige Spannung bei 13,1 cm Trägerbreite  $\frac{136125 \cdot 13,1}{2 \cdot 652} = 1368$ ; es ergäbe sich somit für die Kanten der Flansche  $1368 + 739 = 2107$  kg Spannung.

Will man die genügende Tragfähigkeit durch Verstärkung des Trägerprofils erreichen, so kommt man nach dem vorgeführten Untersuchungsgange zum Profil

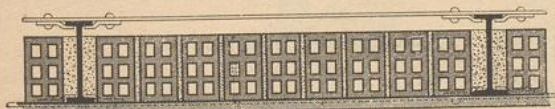
Nr. 40. Die Verstärkung der Träger kann aber billiger durch Einlegen von Ankerreihen erreicht werden (siehe Fig. 207, 208, 209 u. 210), welche die Träger gegen einander

Fig. 207.



absteifen, also Stützen in wagrechtem Sinne bilden. Solche Anker müssen in jedem Träger nach beiden Seiten unverschieblich befestigt sein, bestehen daher am besten

Fig. 208.



aus Rundeisen, welche nur von Träger zu Träger reichen, und in den benachbarten Fachen etwas versetzt werden, oder nach Fig. 207 u. 208 aus Bandeisen über und unter den Trägern, welche

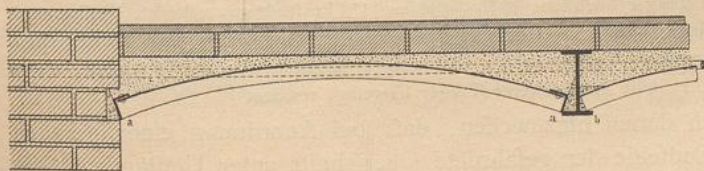
die Flansche beiderseits mit Klammern umgreifen.

Legt man eine solche Ankerreihe in die Mitte der Weite, so entsteht in wagrechtem Sinne ein

continuirlicher Träger auf 3 Stützen von der Oeffnungsweite  $\frac{550}{2} = 275$  cm; es ist das größte Moment in der Mitte (am Anker <sup>140)</sup>  $0,125 \cdot 3,6 \cdot 275^2 = 30430$  cmkg. Die zugehörige Beanspruchung ist

$$\frac{30430 \cdot 13,1}{2 \cdot 652} = 306 \text{ kg;}$$

Fig. 209.



<sup>139)</sup> Siehe Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 198) dieses »Handbuchs«.

<sup>140)</sup> Nach: Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 337; 2. Aufl.: S. 146).

die größte Beanspruchung wird  $739 + 306 = 1044 \text{ kg}$ ; also genügt nach Einlegen der einen Ankerreihe Profil Nr. 32 auch der wagrechten Beanspruchung.

Der letzte Träger an der zu unmittelbarer Aufnahme von wagrechten Schüben zu schwachen Wand hat nach den früheren Erörterungen<sup>141)</sup> drei Aufgaben. Er hat bei voller Belaftung der beiden Endfäche zu tragen:

α) die halbe Last des Endfaches mit  $\frac{900 + 1,7 \cdot 750}{2 \cdot 100} = 10,9 \text{ kg}$  für 1 cm;

β) den Schub des voll belafteten Endfaches mit  $\frac{3000}{100} = 30 \text{ kg}$  für 1 cm, welcher durch in das letzte Fach in größerer Zahl eingezogene Anker aufgehoben, durch den Endträger aber innerhalb der Ankertheilung auf die Anker übertragen werden muß;

γ) die Spannung, welche er als äußere Gurtung des vom letzten Fache mit beiden Trägern und Füllung gebildeten wagrechten Trägers für den vollen Schub der belafteten zweiten Kappe erhält.

Die Spannung im Träger aus α ist

$$s_1 = \frac{10,9 \cdot 550^2 \cdot 32}{8 \cdot 2 \cdot 12622} = 523 \text{ kg}; \text{ sie fällt}$$

weg, wenn der Endträger in der Wand durchlaufend aufgelagert ist, wie in Fig. 210.

Die Spannung aus γ ergibt sich in folgender Weise. Das Angriffsmoment eines vollen Kappenschubes ist  $\frac{30 \cdot 550^2}{8}$ ; das

Widerstandsmoment des wagrechten Trägers, dessen Gurtungsquerschnitt gleich dem des Profiles Nr. 32, also 78 qcm ist, beträgt bei 1,7 m Trägerhöhe  $170 \cdot 78 s_3$ ; demnach ist

$$s_3 = \frac{30 \cdot 550^2}{8 \cdot 170 \cdot 78} = 86 \text{ kg}.$$

Werden 3 Anker in das Endfeld gelegt, so entsteht für die Uebertragung des Schubes im Endfache auf die Anker ein kontinuierlicher Träger mit 4 Oeffnungen von je  $\frac{550}{4}$  cm. Das Moment am Mittelanker ist alsdann<sup>142)</sup>  $0,0714 \cdot 30 \cdot \frac{550^2}{16}$ , somit die aus dieser Uebertragung entstehende Beanspruchung

$$s_2 = \frac{0,0714 \cdot 30 \cdot 550^2 \cdot 13,1}{16 \cdot 2 \cdot 652} = 407 \text{ kg}.$$

Die ganze Beanspruchung der unteren äußeren Flanschkante im Endträger am Mittelanker ist somit  $s = s_1 + s_2 + s_3 = 523 + 86 + 407 = 1016 \text{ kg}$ , so daß also bei dreifacher Verankerung des Endfeldes auch hier das Profil Nr. 32 genügt.

Die größte Spannkraft in den den Trägerenden zunächst liegenden Ankern ist<sup>143)</sup>

$$1,1428 \cdot 30 \cdot \frac{550}{4} = 4714 \text{ kg}.$$

Der vorletzte Träger hat bei voller Belaftung beider Endfäche zunächst die größte lothrechte Last eines Zwischenträgers mit  $\frac{900 + 1,7 \cdot 750}{100} = 21,8 \text{ kg}$  für 1 cm, dann die Spannung zu erleiden, welche in ihm als der inneren Gurtung des wagrechten Abschlußträgers nach γ des Endträgers entsteht. Die genaue Spannung aus der lothrechten Last ist  $\frac{550^2 \cdot 21,8 \cdot 32}{8 \cdot 2 \cdot 12622} = 1045 \text{ kg}$ ; die aus γ des letzten Trägers war 86 kg, so daß der vorletzte Träger höchstens  $1045 + 86 = 1131 \text{ kg}$  für 1 qcm erleidet. Sollte diese Spannung schon zu hoch erscheinen — und sie wird häufig noch mehr das zulässige Maß überschreiten, wenn der gewählte Träger gegenüber der lothrechten Last weniger überschüssige Stärke besitzt, als in diesem Falle — so muß an dieser Stelle ein stärkerer Träger eingefügt werden.

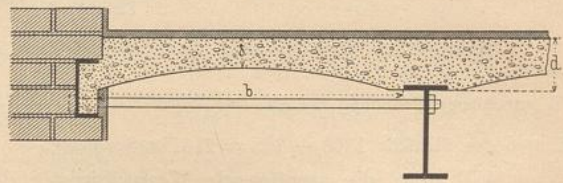
Insbesondere ist noch darauf hinzuweisen, daß bei Anordnung einer geraden Anzahl von Ankern im Endfelde der gefährdete Querschnitt unter Umständen nicht

<sup>141)</sup> Vergl. Art. 61, S. 66.

<sup>142)</sup> Nach Theil I, Band 1, zweite Hälfte, S. 337 (2. Aufl.: S. 146).

<sup>143)</sup> Nach ebendaf.

Fig. 210.



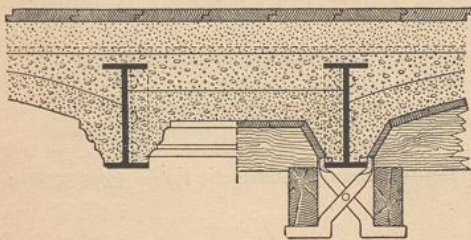
in der Trägermitte, sondern an dem der Mitte zunächst liegenden Anker zu suchen ist, weil meist die aus den wagrechten Momenten entstehenden Spannungen überwiegen.

Da bei weit gespannten Decken unter Umständen mehr als 3 Anker nöthig werden, die Momenten-Tabelle in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 337<sup>144</sup>) dieses »Handbuches« aber nur bis zu 4 Oeffnungen geht, so möge diese Tabelle hier noch, unter Beibehaltung der dort gewählten Bezeichnungen, um einige Stufen erweitert werden.

Anzahl der Oeffnungen																							
5			6			7			5			6			7								
$M_0$	0	0	0	$D_0$	0,3947	0,3942	0,3944	$M_1$	0,0779	0,0777	0,0778	$M_1$	0,0779	0,0777	0,0778	$M_2$	0,0330	0,0341	0,0339				
$M_1$	0,1053	0,1058	0,1056	$D_1$	1,1316	1,1346	1,1338	$M_2$	0,0330	0,0341	0,0339	$M_3$	0,0460	0,0433	0,0440	$M_3$	0,0460	0,0433	0,0440	$M_4$	0,0330	0,0433	0,0406
$M_2$	0,0790	0,0770	0,0774	$D_2$	0,9737	0,9616	0,9648	$M_4$	0,0330	0,0433	0,0406	$M_5$	0,0779	0,0341	0,0440	$M_5$	0,0779	0,0341	0,0440	$M_6$	—	0,0777	0,0339
$M_3$	0,0790	0,0866	0,0844	$D_3$	0,9737	1,0192	1,0070	$M_6$	—	0,0777	0,0339	$M_7$	—	—	0,0778	$M_7$	—	—	0,0778				
$M_4$	0,1053	0,0770	0,0844	$D_4$	1,1316	0,9616	1,0070																
$M_5$	0	0,1058	0,0774	$D_5$	0,3947	1,1346	0,9648																
$M_6$	—	0	0,1056	$D_6$	—	0,3942	1,1338																
$M_7$	—	—	0	$D_7$	—	—	0,3944																

Alle diese Werthe gelten für ganz volle Belaftung aller Oeffnungen. Es würden sich noch höhere Werthe ergeben können, wenn auf die ungünstigste Lastvertheilung über die von den Ankern gebildeten Theile desselben Balkenfaches Rückficht genommen würde. Die einer solchen Vertheilung entsprechende Lastannahme geht jedoch zu weit, und die durch ihr höchst seltenes Eintreten etwa entstehenden Mehrspannungen sind eben wegen des seltenen Vorkommens ungefährlich.

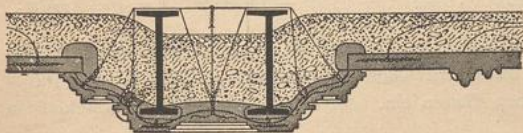
Fig. 211.



Will man die Lochung der Trägerstege für Rundeisenanker vermeiden, so bilde man die Anker nach Fig. 207 u. 208 (S. 115) aus Flacheisen.

Ein Mittel, die Anker in den Mittelfachen, abgesehen von den Endfachen, zu vermeiden, bietet noch die wechselweise eng und weit angeordnete Trägertheilung nach Fig. 211 u. 212, wenn man jedesmal die enge Theilung mit einer ebenen

Fig. 212.



Betonplatte füllt und diese nebst den sie einfassenden Trägern als einen wagrechten Träger ansieht, welcher die Schübe der benachbarten, mit Kappen geschlossenen, weiten Trägerfache aufnimmt.

Bezeichnet bei einer derartigen Anordnung  $Q$  die gefamnte Last, welche die Längeneinheit einer gewölbten Kappe auf den Träger bringt,  $b$  die weite Trägertheilung der gewölbten Fache,  $b_1$  die enge Trägertheilung der geraden Fache,  $l$  die Stützlänge der Träger,  $g$  die Eigenlast des geraden Faches für die Flächeneinheit,

<sup>144)</sup> 2. Aufl.: S. 146.

$p$  die Nutzlast für die Flächeneinheit,  $W$  das Widerstandsmoment des Trägerquerschnittes für die wagrechte Schwerpunktsaxe,  $F$  den Trägerquerschnitt,  $s_e$  die zulässige Beanspruchung für die Flächeneinheit des Trägerquerschnittes,  $H'$  den Schub der belasteten Kappe (nach den Gleichungen 4, 8, 27 oder 31) und  $H''$  den grössten Gegen Schub der unbelasteten Kappe (nach den Gleichungen 5, 9, 29 u. 36); so folgt die erforderliche Breite der geraden Fachfüllungen aus der Beziehung

$$b_1 = \frac{1}{p+g} \left[ \frac{8s_e W}{l^2} - Q + \sqrt{\left(\frac{8s_e W}{l^2} - Q\right)^2 - \frac{2(H' - H'')(p+g)W}{F}} \right] \quad 41.$$

Diese Gleichung ist in der Weise zu benutzen, dass zunächst derjenige Trägerquerschnitt aufgefunden wird, für welchen der Ausdruck unter dem Wurzelzeichen zuerst grösser als Null wird. Die Werthe dieses Querschnittes führe man ein und berechne das zugehörige  $b_1$ .

Beispiel. Es soll für die im Beispiele in Art. 90 (S. 96) behandelte Betonkappe mit  $b = 1,6$  m,  $p = 750$  kg,  $\delta = 0,1$  m,  $d = 0,29$  m,  $H' = 1500$  kg und  $H'' = 1110$  kg ein Widerlagsträger durch eine ebene Betonplatte der Dicke von 12 cm mit  $29 - 12 = 17$  cm Ueberfüllung mit der Breite  $b_1$  geschaffen werden; der Fußboden besteht aus Eichenholz. Zunächst ist nach Gleichung 20 (S. 99), da das Gewicht der Kappe  $\gamma_1 = 2200$  kg gleich dem der Ueberfüllung  $\gamma$  und die Ueberfüllungshöhe im Scheitel gleich Null, also  $h$  in Gleichung 20 (S. 99) gleich  $\delta$  zu setzen ist,

$$\frac{G}{2} = \frac{1,6}{2} \left[ \frac{2200}{3} (0,3 + 2 \cdot 0,1) \right] = 293 \text{ kg}$$

$$\text{Fußboden} \quad \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 0,035 \cdot 800 = 22 \text{ »}$$

$$\text{Nutzlast} \quad \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 750 \quad \dots = 600 \text{ »}$$

$$\text{also } Q = 915 \text{ kg (für 1 qm).}$$

$$\text{Weiter ist das Gewicht von 1 qm der geraden Platte } 0,12 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2200 = 264 \text{ kg}$$

$$\text{» » » » » Sandüberfüllung } 0,17 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1600 = 272 \text{ »}$$

$$\text{» » » » » des Fußbodens } 0,035 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 800 = 28 \text{ »}$$

$$\text{also } g = 564 \text{ kg.}$$

Ferner ist  $H' = 1500$  kg und  $H'' = 1110$  kg.

Die Stützweite  $l$  der Träger betrage 5 m und die zulässige Beanspruchung des Eisens 12000000 kg für 1 qm.

Die Gleichung 41 lautet dann:

$$b_1 = \frac{1}{750+564} \left[ \frac{8 \cdot 12000000 W}{5^2} - 915 + \sqrt{\left(\frac{8 \cdot 12000000 W}{5^2} - 915\right)^2 - \frac{2(1500-1110)(564+750)W}{F}} \right].$$

Das I-Profil Nr. 22 liefert unter dem Wurzelzeichen noch einen Werth kleiner als Null, dasjenige Nr. 23 zuerst einen solchen grösser als Null; für diesen ist  $W = 0,000317$  und  $F = 0,00429$  qm, also  $\frac{W}{F} = 0,074$  und somit

$$b_1 = \frac{1}{1314} \left[ 3840000 \cdot 0,000317 - 915 + \sqrt{(3840000 \cdot 0,000317 - 915)^2 - 1024920 \cdot 0,074} \right] = 0,325 \text{ m.}$$

Es sind somit als Gurtungen des wagrechten Trägers zwei I-Eisen Nr. 23 zu wählen und in 32,5 cm Abstand von einander zu verlegen. In der ganzen Decke tritt dann ein regelmässiger Wechsel von 160 cm weiten gewölbten Kappen und 32,5 cm breiten ebenen Platten ein. An den Enden muss der Abchluss in der oben erläuterten Weise erfolgen.

Um zwei Träger mit der eingeschlossenen Kappe oder Platte als einen wagrechten Träger anfehen zu können, empfiehlt es sich, an die Trägerwände einige Winkeleisen zu nieten (siehe Fig. 211, S. 117), damit durch deren Eingriff in die Kappe oder Platte Längsverchiebungen der Träger gegen die Kappe oder Platte verhindert werden.



c) Abmessungen von Balkenlagen mit Unterzügen.

Es wurde bereits in Art. 10 bis 13 (S. 24 bis 26) erläutert, weshalb die Verwendung von kontinuierlichen Trägern für den Hochbau auf Bedenken stößt, zugleich aber, daß die Anordnung kontinuierlicher Gelenkträger<sup>145)</sup> wegen der durch sie bedingten Materialersparnis<sup>146)</sup> durchweg zu empfehlen ist. Es sollen daher im Nachstehenden noch die zur Anordnung dieser Art von Trägern über beliebig vielen Öffnungen nöthigen Angaben folgen.

102.  
Continuirliche  
Gelenkträger.

Für diese Träger ist zu unterscheiden, ob die Stützen alle gleich weit stehen, oder ob es gestattet ist, den Stützen verschiedene Abstände zu geben. Die Belastung sei  $g$  (in Kilogr.) für 1 cm Länge des Trägers als Eigenlast,  $p$  (in Kilogr.) für 1 cm als Nutzlast und  $q$  (in Kilogr.) für 1 cm als Lastensumme.

1) Gleiche Öffnungsweiten.

In diesem Falle ist es zweckmäßig, die Momente über den Stützen durch die Wahl der Lage der Gelenke (Fig. 213 bis 216) gleich den größten Momenten in den ununterbrochenen Öffnungen zu machen, damit die durchzuführenden Trägerstücke dieser Öffnungen möglichst gleichmäßig ausgenutzt werden. Es entsteht so die in Fig. 217 bis 219 angedeutete Gruppierung der Maximalmomente, von denen  $M_3, M_4, M_5$  nach den Regeln des Trägers auf 2 Stützen zu ermitteln sind.

103.  
Lage der  
Gelenke.

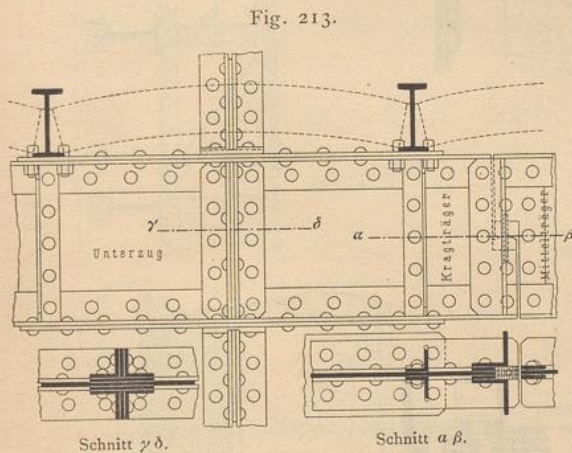


Fig. 213.

Die Lage der Gelenke, welche Vorbedingung dieser Momentengruppierung ist, so wie die Größe der Momente folgen aus den nachstehenden Gleichungen, welche durch Fig. 217 u. 219 erläutert sind.

$$k = \frac{1}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{g}{g+q}} \right) \dots \dots \dots 42.$$

$$k_1 = \frac{q}{4(g+q)} \dots \dots \dots 43.$$

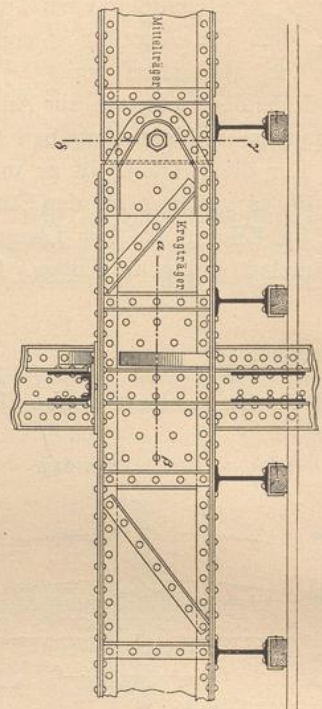
$$k_3 = \frac{1}{2} [1 - k_1 + m - \sqrt{(1 - k_1 + m)^2 - 4m}], \text{ worin } m = \left[ \frac{q}{g} \left( 1 - \sqrt{1 + \frac{g}{q}} \right) \right]^2 \dots \dots \dots 44.$$

$$k_2 = \frac{k_1}{1 - k_3} \dots \dots \dots 45.$$

$$M_1 = \frac{q k_1 l^2}{2} = \frac{q k l^2}{2} (1 - k) = \frac{q^2 l^2}{8(g+q)} \dots \dots \dots 46.$$

$$M_2 = \frac{q k_3 l^2}{2} (1 - k_2) \dots \dots \dots 47.$$

145) Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 329; 2. Aufl.: S. 138) dieses »Handbuches«.  
146) Siehe ebendaf., Art. 369, S. 333 (2. Aufl.: Art. 161, S. 142).



Schnitt e f

Fig. 214.

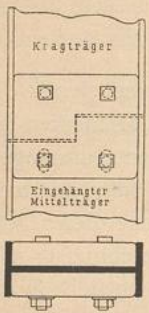
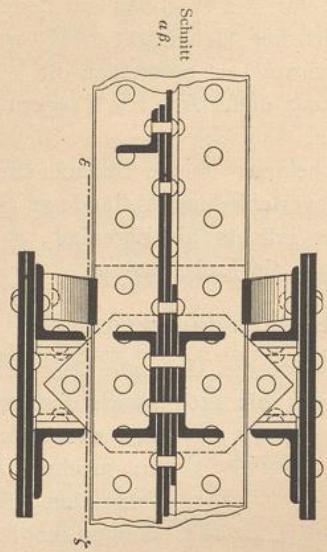
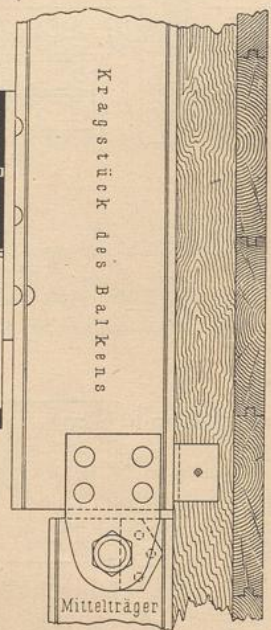


Fig. 215.



Schnitt p q

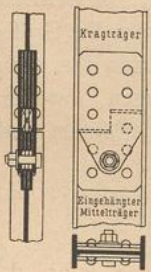
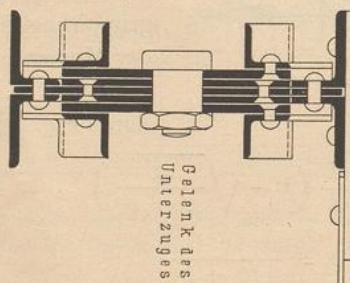


Fig. 216.

Fig. 217.

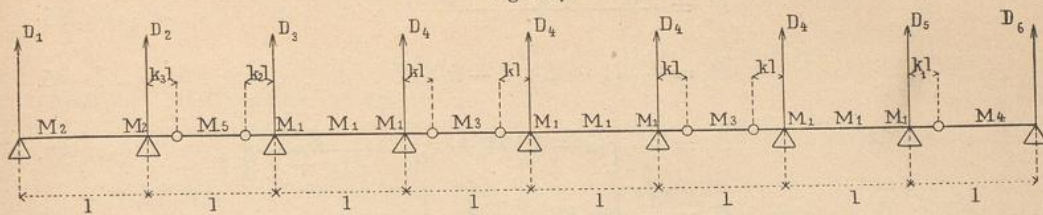


Fig. 218.

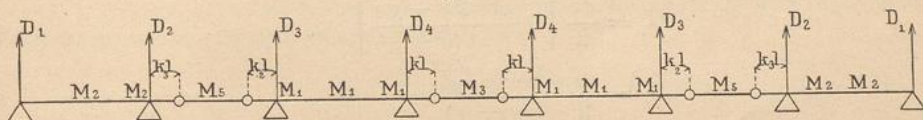
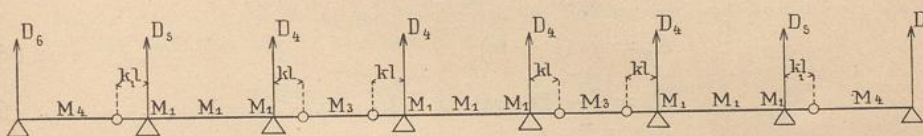


Fig. 219.



$$M_3 = \frac{q l^2}{8} (1 - 2k)^2 \dots \dots \dots 48.$$

$$M_4 = \frac{q l^2}{8} (1 - k_1)^2 \dots \dots \dots 49.$$

$$M_5 = q \frac{l^2}{8} (1 - k_2 - k_3)^2 \dots \dots \dots 50.$$

Fig. 220.

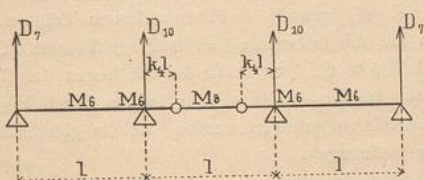
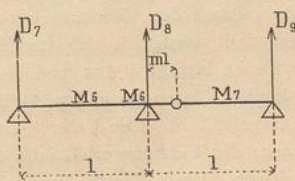


Fig. 221.



Diese Gleichungen decken alle Fälle für beliebig viele Stützen nach Maßgabe von Fig. 217 bis 219 bis auf die beiden in Fig. 220 u. 221 dargestellten Anordnungen für 3 und 4 Stützen. Für diese treten noch die folgenden Gleichungen hinzu:

$$k_4 = 0,5 - \sqrt{0,25 - m} \dots \dots \dots 51.$$

$$M_6 = \frac{m q l^2}{2} \dots \dots \dots 52.$$

$$M_7 = \frac{q l^2}{8} (1 - m)^2 \dots \dots \dots 53.$$

$$M_8 = \frac{q l^2}{8} (1 - 2k_4)^2 \dots \dots \dots 54.$$

Für die Berechnung der Belastung von Unterzügen durch die Balken und der Stützenbelastungen durch die Unterzüge ist die Kenntnifs der größten Werthe der Auflagerdrücke von Wichtigkeit, welche sich nach folgenden Ausdrücken mit Berücksichtigung der Bezeichnungen in Fig. 217 bis 221 berechnen lassen:

104.  
Stützen-  
belastungen.

$$D_1 = \frac{l[q - g k_3 (1 - k_2)]}{2} \dots \dots \dots 55.$$

$$D_2 = \frac{q l}{2} (1 + k_3) (2 - k_2) \dots \dots \dots 56.$$

$$D_3 = \frac{q l}{2} \left[ (2 - k_3) (1 + k_2) - \frac{g}{4(g + q)} \right] \dots \dots \dots 57.$$

$$D_4 = \frac{q l}{2} \left[ 2 + \frac{q - g}{4(q + g)} \right] \dots \dots \dots 58.$$

$$D_5 = \frac{q l}{2} \left[ 2 + \frac{2q - g}{4(q + g)} \right] \dots \dots \dots 59.$$

$$D_6 = \frac{q l}{2} \frac{3q + 4g}{4(q + g)} \dots \dots \dots 60.$$

$$D_7 = \frac{l}{2} (q - mg) \dots \dots \dots 61.$$

$$D_8 = ql (1 + m) \dots \dots \dots 62.$$

$$D_9 = \frac{q l}{2} (1 - m) \dots \dots \dots 63.$$

$$D_{10} = \frac{q l}{2} (2 + m) \dots \dots \dots 64.$$

Nach den Gleichungen 55 bis 64 erhält man auch die geringsten Werthe der Stützen-, bezw. Auflagerdrücke, wenn man überall  $g$  mit  $q$  und  $q$  mit  $g$  vertauscht. Diese kleinsten Werthe sind von besonderer Wichtigkeit, wenn sie bei geringem Werthe von  $g$  negativ werden, da sie dann eine Verankerung der Träger nach unten bedingen; ihre Berechnung zu verabfäumen, kann daher verhängnisvoll werden.

Beispiel. In einem Gebäude von 30 m Länge und 15 m Tiefe soll eine Decke mit Kappen stets gleichen Schubes nach den Gleichungen 11 bis 16 (S. 98) gewölbt zwischen eisernen Trägern von 1,0 m Theilung hergestellt werden, so daß für die Balken nur die lothrechte Last in Frage kommt. Das Eigengewicht der Decke beträgt 400 kg und die Nutzlast 500 kg für 1 qm. Die Balken liegen der Tiefe nach und sollen durch 2 Unterzüge in 5 m Abstand gestützt werden, so daß jeder Balken durch Fig. 221 für  $l = 500$  cm dargestellt ist. Die Unterzüge sollen von Säulen getragen werden, welche gleichfalls 5 m von einander stehen; der Unterzug erhält also 6 gleiche Oeffnungen.

a) Balken. Die Lasten für 1 cm bei 1,0 m Theilung betragen  $g = 4,0$  kg,  $p = 5,0$  kg und  $q = 9,0$  kg; folglich ist nach Gleichung 44

$$m = \left[ \frac{9}{4} \left( 1 - \sqrt{1 + \frac{4}{9}} \right) \right]^2 = 0,2062$$

und nach Gleichung 51

$$k_4 = 0,5 - \sqrt{0,25 - 0,2062} = 0,2907, \quad k_4 l = 0,2907 \cdot 500 = 145,35 \text{ cm.}$$

Hier ist das Gelenk nach Fig. 213 bis 215 oder 216 anzuordnen. Nach Gleichung 52 ist

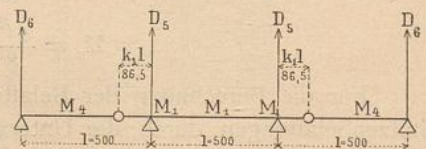
$$M_6 = \frac{0,2062 \cdot 9 \cdot 500^2}{2} = 232000 \text{ cmkg.}$$

Bei 1000 kg zulässiger Beanspruchung ist somit das Normalprofil Nr. 21 von I-Eisen<sup>147)</sup> für die Endstücke der Balken zu verwenden.

Für das Mittelstück ist  $l = 500 - 2 \cdot 145,35 = 209,3$  cm;  $b = 1,0$  m;  $s : q = 1000 : 900 = 1,1$ ; also ist nach der Tafel bei S. 113 Normalprofil Nr. 12 zu verwenden.

Werden die Balken mit Gelenken in den Endöffnungen

Fig. 222.



<sup>147)</sup> Siehe die betr. Tabelle in Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 198) dieses »Handbuches«.

nach Fig. 222 angeordnet, in welche die Bezeichnungen aus Fig. 219 übernommen wurden, so wird nach Gleichung 43

$$k_1 = \frac{9}{4(9+4)} = 0,173, \text{ also } k_1 l = 0,173 \cdot 500 = 86,5 \text{ cm};$$

ferner nach den Gleichungen 46 und 49

$$M_1 = \frac{9^2 \cdot 500^2}{8(9+4)} = 194711 \text{ cmkg} \text{ und } M_4 = \frac{9 \cdot 500^2 (1 - 0,173)^2}{8} = 192355 \text{ cmkg}.$$

Bei 1000 kg Beanspruchung reicht fomit nunmehr das Profil Nr. 20 für alle Theile des Balkens aus; es geht aber bei dieser Anordnung die unmittelbare Verbindung der Säulen mit den Wänden verloren, weil zwischen Wand und Säule nun ein Gelenk liegt.

β) Unterzüge. Um die Belastung der Unterzüge zu erhalten, muß  $D_{10}$  nach Gleichung 64 für volle Belastung und für Eigenlast ermittelt werden. Es ist

$$\max D_{10} = \frac{9 \cdot 500}{2} (2 + 0,2062) = 4964 \text{ kg},$$

$$\min D_{10} = \frac{4 \cdot 500}{2} (2 + 0,2062) = 2200 \text{ kg}.$$

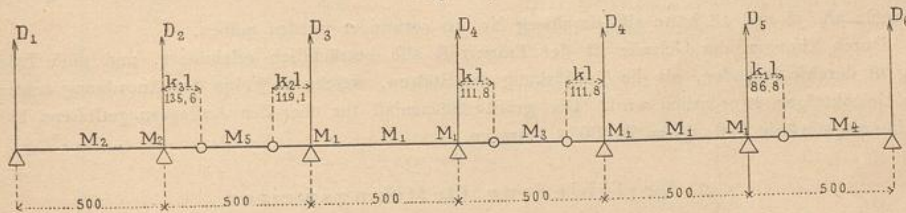
Bei der Anordnung der Balken mit Gelenken in den Endöffnungen wird die Belastung der Unterzüge (Fig. 222) nach Gleichung 59 berechnet. Sie ist

$$\max D_5 = \frac{9 \cdot 500}{2} \left[ 2 + \frac{2 \cdot 9 - 4}{4(9+4)} \right] = 5106 \text{ kg},$$

$$\min D_5 = \frac{4 \cdot 500}{2} \left[ 2 + \frac{2 \cdot 4 - 9}{4(4+9)} \right] = 1981 \text{ kg}.$$

Da fomit bei der Anordnung nach Fig. 222 neben der schlechteren Säulenverankerung mit den Wänden auch noch eine ungünstigere Belastung der Unterzüge eintritt, so wird man in der Regel diejenige in Fig. 221 vorziehen. Diese Lasten treten als Einzellasten in 1,0 m Abstand auf; die Berechnung liefert

Fig. 223.



aber genügend genaue Ergebnisse, wenn die Last wieder gleichförmig vertheilt gedacht wird. Es ist fomit für den Unterzug (Fig. 223), wenn die Balken nach Fig. 221 gebildet werden, für 1 cm Trägerlänge  $g = 22 \text{ kg}$  und  $q = 49,64 \text{ kg}$ , daher nach Gleichung 42

$$k = \frac{1}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{22}{22+50}} \right) = 0,2236 \text{ und } kl = 0,2236 \cdot 500 = 111,8 \text{ cm},$$

nach Gleichung 43

$$k_1 = \frac{50}{4(22+50)} = 0,1736 \text{ und } k_1 l = 0,1736 \cdot 500 = 86,8 \text{ cm},$$

nach Gleichung 44

$$m = \left[ \frac{50}{22} \left( 1 - \sqrt{1 + \frac{22}{50}} \right) \right]^2 = 0,2066,$$

$$k_3 = \frac{1}{2} \left[ 1 - 0,1736 + 0,2066 - \sqrt{(1 - 0,1736 + 0,2066)^2 - 4 \cdot 0,2066} \right] = 0,2712,$$

$$k_3 l = 0,2712 \cdot 500 = 135,6 \text{ cm},$$

nach Gleichung 45

$$k_2 = \frac{0,1736}{1 - 0,2712} = 0,2382 \text{ und } k_2 l = 0,2382 \cdot 500 = 119,1 \text{ cm},$$

nach Gleichung 46

$$M_1 = \frac{50^2 \cdot 500^2}{8(22+50)} = 1085070 \text{ cmkg}.$$

Bei 1000 kg Beanspruchung müssen also die beiden beiderseits überkragenden Trägerstücke aus Normalprofil Nr. 36 gebildet sein.

Nach Gleichung 47 ist  $M_2 = \frac{50 \cdot 0,2712 \cdot 500^2}{2} (1 - 0,2382) = 1291250 \text{ cmkg}$ ; für das überkragende Endstück links genügt also Profil Nr. 38 knapp.

Nach Gleichung 48 ist  $M_3 = \frac{50 \cdot 500^2 (1 - 2 \cdot 0,2236)^2}{8} = 477481 \text{ cmkg}$ ; für den mittleren eingehängten Träger ist daher Profil Nr. 28 zu verwenden.

Nach Gleichung 49 ist  $M_4 = \frac{50 \cdot 500^2 \cdot (1 - 0,1736)^2}{8} = 1068125 \text{ cmkg}$ ; das linke Endstück muß sonach aus Profil Nr. 36 bestehen.

Nach Gleichung 50 ist  $M_5 = \frac{50 \cdot 500^2 (1 - 0,2382 - 0,2712)^2}{8} = 376075 \text{ cmkg}$ ; für den linken eingehängten Träger ist also Profil Nr. 26 zu verwenden.

Die Belastungen der Wände an den Enden der Unterzüge und die der stützenden Säulen ergeben sich aus den Gleichungen 55 bis 60 ohne Weiteres; z. B. ist nach Gleichung 58

$$D_4 = \frac{50 \cdot 500}{2} \left[ 2 + \frac{50 - 22}{4(50 + 22)} \right] = 26216 \text{ kg,}$$

oder nach Gleichung 57

$$D_3 = \frac{50 \cdot 500}{2} \left[ (2 - 0,2712) (1 + 0,2382) - \frac{22}{4(22 + 50)} \right] = 25802 \text{ kg.}$$

Wären die Balken nicht überkragend angeordnet, sondern über den Unterzügen gestoßen, so hätte sich für dieselben das größte Biegemoment zu  $\frac{9 \cdot 500^2}{8} = 281250 \text{ cm}$  ergeben, und statt der Querschnitte Nr. 21 und 12 hätte Nr. 22 durchweg verwendet werden müssen.

Wären zugleich die Unterzüge über den Säulen gestoßen, so hätte die Last  $(500 + 400) \frac{5}{100} = 45 \text{ kg}$  für 1 cm, also das größte Biegemoment in allen Oeffnungen  $\frac{45 \cdot 500^2}{8} = 1406250 \text{ cmkg}$  betragen; statt der Profile 38, 36 und 28 hätte also durchweg Nr. 40 verwendet werden müssen.

Durch Einfügen der Gelenke ist der Trägerrost also beträchtlich erleichtert, und diese Erleichterung ist durchschlagender, als die Verstärkung der Stützen, welche in Folge der Anordnung kontinuierlicher Gelenkträger erforderlich wird. Die größte Stützenlast für über den Auflagern gestoßene Balken und Unterzüge würde  $500 \cdot 45 = 22500 \text{ kg}$  betragen.

## 2) Verschiedene Oeffnungsweiten.

105.  
Grundgedanke.

Da, wo verschiedene Oeffnungsweiten, also ungleiche Stützenentfernungen zulässig sind, kann man diesen Umstand benutzen, um die Stütz- und Kraglängen den Werthen  $g$  und  $q$  so anzupassen, daß das größte Moment auch der eingehängten Trägerstücke gleich den beiden größten Momenten der Kragstücke und somit alle gefährlichen Momente eines Trägers einander gleich werden. Man erreicht so, neben der Möglichkeit, einen einheitlichen Querschnitt für den ganzen Träger durchführen zu können, zugleich thunlichst geringes Gewicht der Träger.

Da die Stützentheilung bei Erfüllung dieser Bedingung aber von  $g$  und  $q$  abhängig ist, andererseits bei mehrgeschossigen Gebäuden die Stützen verschiedener Geschosse lothrecht über einander stehen sollen, so ist die günstigste Stützentheilung in diesem Falle nicht gleichzeitig in allen Geschossen zu erreichen, wenn die verschiedenen Geschosse auf verschiedene Werthe von  $g$  und  $q$  einzurichten sind. In einem solchen Falle richte man die Stützentheilung für diejenigen Werthe von  $g$  und  $q$  ein, welche in den meisten Geschossen wiederkehren; in den übrigen Geschossen ist völlige Ausgleichung der Momente dann nicht zu erreichen, und man muß sich damit begnügen, wie bei gleicher Stützentheilung, die Momente nur an den gefährlichen Stellen der Kragtheile gleich zu machen.

Es ist hier also zuerst der Fall zu behandeln, dass die Stützeitheilungen für völlige Ausgleichung aller größten Momente eingerichtet werden sollen.

106.  
Erster  
Fall.

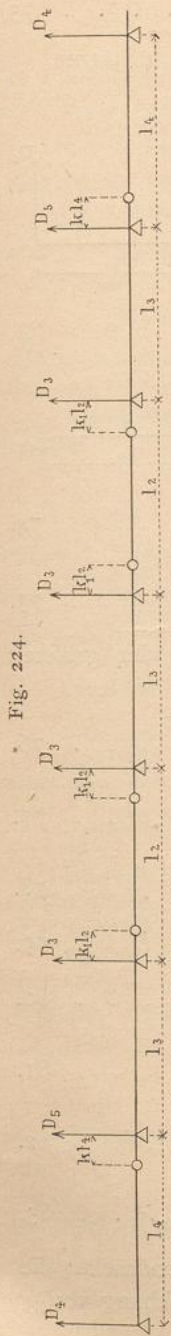


Fig. 224.

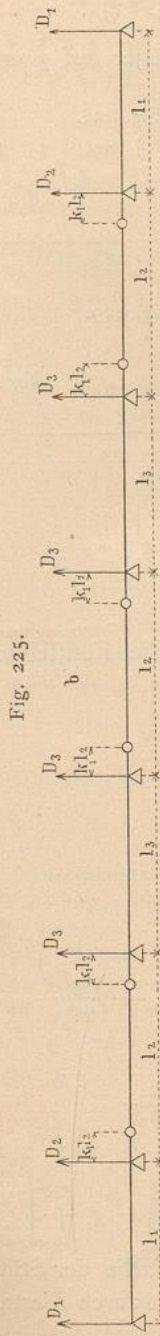


Fig. 225.

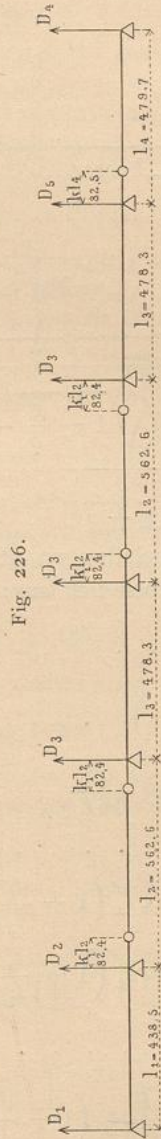


Fig. 226.

Die Anordnung dieser Bedingung genügender Träger ist allgemein in Fig. 224 u. 225 für eine ungerade, in Fig. 226 für eine gerade Anzahl von Oeffnungen dargestellt; die Anzahl der Oeffnungen für Fig. 224 u. 225 sei  $2n + 1$ ; jene für Fig. 226 betrage  $2n$ .

Zunächst ergeben sich die die Gelenke fest legenden Zahlenwerthe  $k$  und  $k_1$  aus

$$k = 3 - 2\sqrt{2} = 0,1716, \quad 65.$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{2} - 1}{2\sqrt{2}} = 0,14644 \quad 66.$$

Neben den Bezeichnungen, deren Bedeutung aus Fig. 224 bis 226 hervorgeht, führen wir noch die stets bekannte Gesamtlänge des Trägers  $L$  ein. Wird wieder die Eigenlast für die Längeneinheit  $g$ , die Gesamtlast  $q$  und die Nutzlast  $p$  genannt, so kann die Abmessung der einzelnen Theile nach den folgenden Ausdrücken erfolgen:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{0,3536 g}{q (\sqrt{1 + \frac{g}{q}} - 1)} \quad 67.$$

$$\frac{l_3}{l_2} = 0,7072 \sqrt{\frac{g + q}{q}} \quad 68.$$

$$\frac{l_4}{l_2} = \frac{1}{\sqrt{8k}} = 0,8525 \quad 69.$$

Damit sind alle Weiten auf  $l_2$  bezogen, und die Berechnung von  $l_2$  aus  $L$  geschieht nun für die verschiedenen Fälle nach den folgenden Gleichungen.

Zahl der Oeffnungen (ungerade) =  $2n + 1$  (Fig. 224: Endöffnung mit Gelenk):

$$L = 2l_1 + n l_3 + (n - 1) l_2. \quad 70.$$

Zahl der Oeffnungen (ungerade) =  $2n + 1$  (Fig. 225: Endöffnung ohne Gelenk):

$$L = 2l_1 + n l_2 + (n - 1) l_3. \quad 71.$$

Zahl der Oeffnungen (gerade) =  $2n$  (Fig. 226):

$$L = l_1 + l_4 + (n - 1) l_2 + (n - 1) l_3. \quad 72.$$

Die bei dieser Anordnung in allen gefährlichen Querschnitten gleichen Momente sind zu berechnen nach

$$M = \frac{q l_2^2}{16} = 0,0858 q l_4^2 \dots \dots \dots 73.$$

In Fig. 227 bis 229 sind die Verhältnisse der Träger auf 3 und 4 Stützen

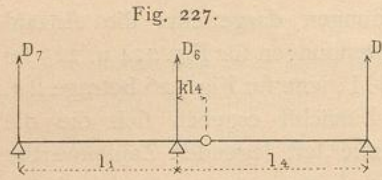


Fig. 227.

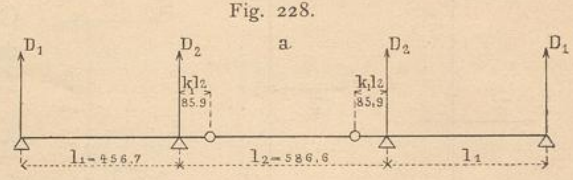


Fig. 228.

dargestellt, so weit für dieselben die aus den Gleichungen 67 bis 69 zu entnehmenden Verhältnisse nicht verwendbar sind. Danach ist

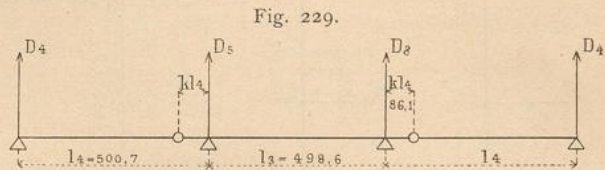


Fig. 229.

$$\frac{l_4}{l_1} = 2,411 \frac{q}{g} \left( \sqrt{1 + \frac{g}{q}} - 1 \right) \dots \dots \dots 74.$$

$$\frac{l_4}{l_3} = 1,207 \sqrt{\frac{q}{g + q}} \dots \dots \dots 75.$$

Für die Ermittlung der Stützenbelastungen ist die Feststellung der größten Auflagerdrücke erforderlich. Diese ergeben sich aus:

$$D_1 = \frac{q l_1}{2} - \frac{g l_2^2}{16 l_1} \dots \dots \dots 76.$$

$$D_2 = \frac{q}{2} \left( l_1 + l_2 + \frac{l_2^2}{8 l_1} \right) \dots \dots \dots 77.$$

$$D_3 = q \frac{l_2 + l_3}{2} + (q - g) \frac{l_2^2}{16 l_3} \dots \dots \dots 78.$$

$$D_4 = 0,4142 q l_4 \dots \dots \dots 79.$$

$$D_5 = q \frac{l_3 + l_4}{2} + 0,0858 q l_4 \left( 1 + \frac{l_4}{l_3} \right) - \frac{g l_2^2}{16 l_3} \dots \dots \dots 80.$$

$$D_6 = q \frac{l_1 + l_4}{2} + 0,0858 q l_4 \left( 1 + \frac{l_4}{l_1} \right) \dots \dots \dots 81.$$

$$D_7 = \frac{q l_1}{2} - 0,0858 g \frac{l_4^2}{l_1} \dots \dots \dots 82.$$

$$D_8 = q \frac{l_3 + l_4}{2} + 0,0858 \left[ q l_4 \left( 1 + \frac{l_4}{l_3} \right) - g \frac{l_4^2}{l_3} \right] \dots \dots \dots 83.$$

Die Gleichungen 76 bis 83 geben die größten Werthe der Stützendrücke; die kleinsten — möglicher Weise negativen — ergeben sich durch Vertauschung von  $g$  mit  $q$  und  $q$  mit  $g$  aus denselben Gleichungen.

Beispiel. Des Vergleiches wegen mag hier die in Art. 104 (S. 122) schon für gleiche Stützeitheilungen zu Grunde gelegte Decke nach den nunmehr vorliegenden Gesichtspunkten nochmals durchgerechnet werden. Es ist also für die Balken  $L = 15$  m und für die Unterzüge  $L = 30$  m; die Eigenlast beträgt 400 und die Nutzlast 500 kg für 1 qm.



Für die Balken ist  $p = 4$ ,  $q = 9 \text{ kg}$  für  $1 \text{ cm}$  und bei Anordnung nach Fig. 228 mit Gelenken in der Mittelöffnung nach Gleichung 67

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{0,3536 \cdot 4}{9 \left( \sqrt{1 + \frac{4}{9}} - 1 \right)} = 0,7784;$$

nach Gleichung 71 wird für  $n = 1$  und  $L = 15$  hiernach  $15 = 2 \cdot 0,7784 l_2 + 1 \cdot l_2$ ; fomit  $l_2 = 5,866$  und  $l_1 = 4,567 \text{ m}$ , und weiter nach Gleichung 66:  $k_1 l_2 = 0,14644 \cdot 5,866 = 0,859 \text{ m}$ .

Nach Gleichung 73 ist das überall gleiche grösste Moment  $M = \frac{9 \cdot 586,6^2}{16} = 193556 \text{ cmkg}$ ; es genügt also bei  $1000 \text{ kg}$  zulässiger Beanspruchung das Profil Nr. 20.

Die Belaftung der Unterzüge folgt nach Gleichung 77

$$\text{mit dem grössten Werthe } D_2 = \frac{9}{2} \left( 456,7 + 586,6 + \frac{586,6^2}{8 \cdot 456,7} \right) = 5118 \text{ kg},$$

$$\text{mit dem kleinsten Werthe } D_2 = \frac{4}{2} \left( 456,7 + 586,6 + \frac{586,6^2}{8 \cdot 456,7} \right) = 2274 \text{ kg}.$$

Werden diese Lasten, welche in  $1,6 \text{ m}$  Theilung wiederkehren, gleichförmig vertheilt gedacht, so werden für die Unterzüge  $q = 51,2 \text{ kg}$  und  $g = 22,8 \text{ kg}$ .

Werden für die Balken nach Fig. 229 die Gelenke in die Endöffnungen gelegt, so ist nach Gleichung 75

$$\frac{l_4}{l_3} = 1,207 \sqrt{\frac{9}{4 + 9}} = 1,0043,$$

fomit nach Gleichung 70 für  $n = 1$  nunmehr  $15 = 2 l_4 + \frac{1}{1,0043} l_4$ , also  $l_4 = 5,007 \text{ m}$  und  $l_3 = 4,986 \text{ m}$ .

Nach Gleichung 63 ist  $k l_4 = 0,1716 \cdot 5,007 = 0,861 \text{ m}$ . Nach Gleichung 73 wird

$$M = 0,0858 \cdot 9 \cdot 500,7^2 = 194041 \text{ cmkg},$$

also eben so groß, wie nach der Anordnung mit Gelenken in der Mittelöffnung.

Die Belaftung der Unterzüge wird nach Gleichung 83 am grössten, demnach

$$D_8 = 9 \frac{498,6 + 500,7}{2} + 0,0858 [9 \cdot 500,7 (1 + 1,0043) - 4 \cdot 1,0043 \cdot 500,7] = 5100 \text{ kg};$$

am kleinsten, wenn in Gleichung 83 die Gröfsen  $g$  und  $q$  vertauscht werden, fomit

$$D_8 = 4 \frac{498,6 + 500,7}{2} + 0,0858 [4 \cdot 500,7 (1 + 1,0043) - 9 \cdot 1,0043 \cdot 500,7] = 1955 \text{ kg}.$$

Hier sind beide Anordnungen also etwa gleichwerthig; wegen der besseren Verbindung der Säulen mit den Wänden, so wie wegen der geringeren Schwankung in der Belaftung der Unterzüge wird die erstere nach Fig. 228 beibehalten.

Für den Unterzug ist fomit rund  $q = 51,2 \text{ kg}$  und  $g = 22,8 \text{ kg}$  für  $1 \text{ cm}$ . Um bei  $L = 30 \text{ m}$  annähernd  $5 \text{ m}$  Säulenentfernung zu erhalten, werden 6 Oeffnungen angeordnet, so dafs Fig. 226 mafsgebend ist. Alsdann ist nach Gleichung 67

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{0,3536 \cdot 22,8}{51,2 \left( \sqrt{1 + \frac{22,8}{51,2}} - 1 \right)} = 0,7793;$$

nach Gleichung 68

$$\frac{l_3}{l_2} = 0,7072 \sqrt{\frac{22,8 + 51,2}{51,2}} = 0,8502;$$

nach Gleichung 69

$$\frac{l_4}{l_2} = 0,8525.$$

Wird weiter in Gleichung 72 für  $n$  der Werth 3 eingesetzt, so folgt

$$30 = l_2 (0,7793 + 0,8525 + 2 + 2 \cdot 0,8502) \text{ oder } l_2 = 5,626 \text{ m};$$

Danach ist

$$l_1 = 0,7793 \cdot 5,626 = 4,385 \text{ m},$$

$$l_3 = 0,8502 \cdot 5,626 = 4,783 \text{ m},$$

$$l_4 = 0,8525 \cdot 5,626 = 4,797 \text{ m}.$$

Das an allen gefährlichen Stellen gleiche größte Moment ist nach Gleichung 73

$$M = \frac{51,2 \cdot 562,6^2}{16} = 1012860 \text{ cmkg.}$$

Bei 1000 kg Beanspruchung ist ferner durchweg das I-Profil Nr. 36 zu verwenden, und es ist ferner trotz der etwas größeren Last die Trägeranordnung hier vorteilhafter, als bei gleichen Stützentheilungen.

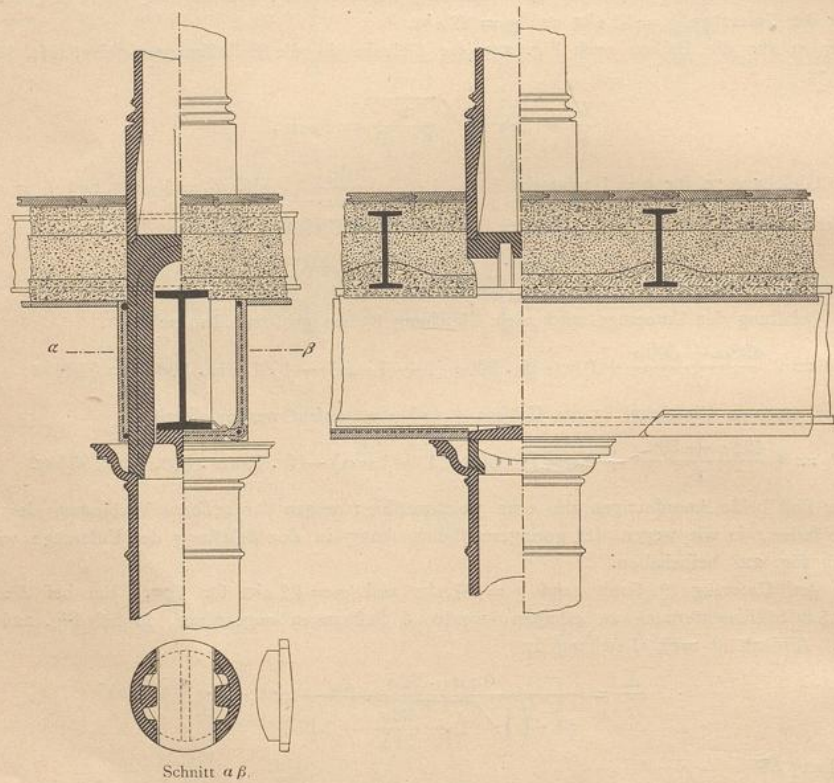
Die Länge  $k_1 l_2$  wird nach Gleichung 66:  $0,14644 \cdot 562,6 = 82,4 \text{ cm}$  und  $k_4 l_4$  nach Gleichung 65:  $0,172 \cdot 479,7 = 82,5 \text{ cm}$ .

Die Stützendrucke, welche aus den Gleichungen 76 bis 83 folgen, werden hier um ein Geringes größer, als bei gleicher Theilung der Stützen. So wird z. B. nach Gleichung 78

$$D_3 = 51,2 \frac{562,6 + 478,3}{2} + (51,2 - 22,8) \frac{562,6^2}{16 \cdot 478,3} = 27820 \text{ kg.}$$

Der Druck  $D_3$  für gleiche Stützentheilung betrug nur 25802 kg; doch hat dieser Unterschied keinen erheblichen Einfluss auf die Kosten der Säulen; viel wichtiger ist die durch die überall gleiche Trägerhöhe erzielte größere Gleichmäßigkeit in der Ausbildung der Stützen, wie der ganzen Decke.

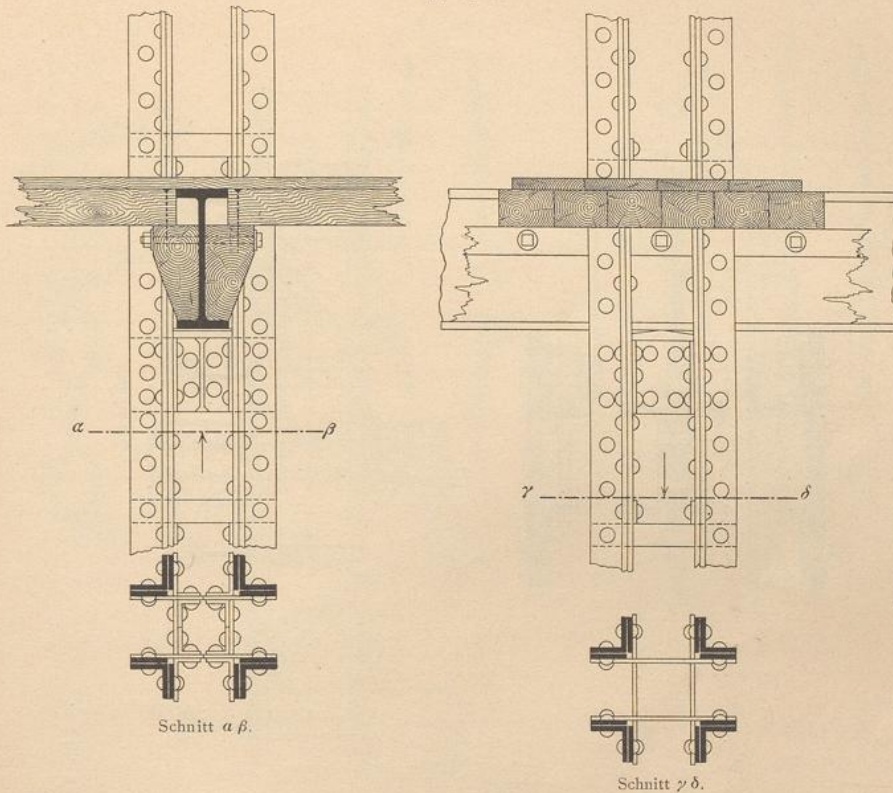
Fig. 230.



Es mag noch besonders hervorgehoben werden, daß in den Rechnungsbeispielen das Eigengewicht der Träger vernachlässigt wurde; bei Berechnungen für die Ausführung genügt es, für die Balken ein Gewicht von  $0,5 \text{ kg}$  für  $1 \text{ cm}$ , für die Unterzüge ein solches von  $0,9 \text{ kg}$  für  $1 \text{ cm}$  von vornherein einzuführen. In der Regel werden die Träger diese Gewichte nicht ganz erreichen.

Bei einfacher Anordnung der Unterzüge könnten die Stützen nach den Beispielen in Fig. 230 bis 234 ausgebildet werden; die Anordnung in Fig. 235 ist für so schwere Traganordnungen, wegen der Schwächung der Säule, weniger zu empfehlen. Bei gußeisernen Stützen sind nur die Anordnungen in Fig. 236 u. 230 ganz

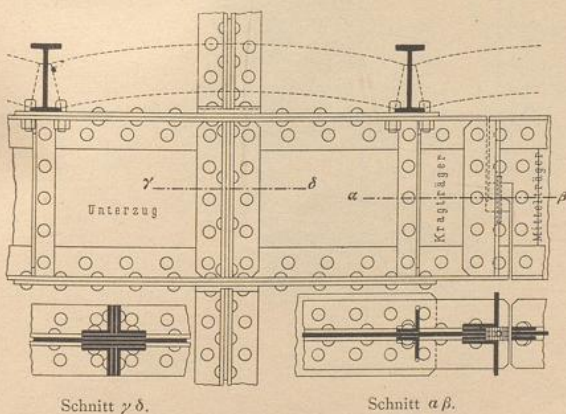
Fig. 231.



vollkommen, so wie für nicht zu große Belastung auch die Anordnung nach Fig. 17 (S. 14); Fig. 236 bedingt aber eine Balkenlagerung nach Fig. 237 oder 238. Man erkennt hieraus, dass sich kontinuierliche Gelenkunterzüge bei schmiedeeisernen Stützen wesentlich bequemer anordnen lassen, als bei den geschlossenen gußeisernen, wenn nicht die Decke so leicht ist, dass man die Anordnung nach Fig. 17 (S. 14), Fig. 230 oder 235 unbedenklich wählen kann.

Bei den ungleichen Stützentheilungen ist das Nachrechnen der kleinsten Stützendrücke nach den Gleichungen 76 bis 83, unter Vertauschen von  $g$  und  $q$ , noch wichtiger, als bei gleichen Oeffnungen, da hier noch leichter als dort die Verankerung der Auflagerstellen nach unten für negative Stützendrücke erforderlich wird. Zur Aufhebung dieser stets geringen negativen Auflagerdrücke wird in der Regel schon das Gewicht der Stützen genügen. Die Endauflager, bei denen am leichtesten negative Auflagerkräfte vorkommen, können meist Verankerungen in den Wänden erhalten;

Fig. 232.



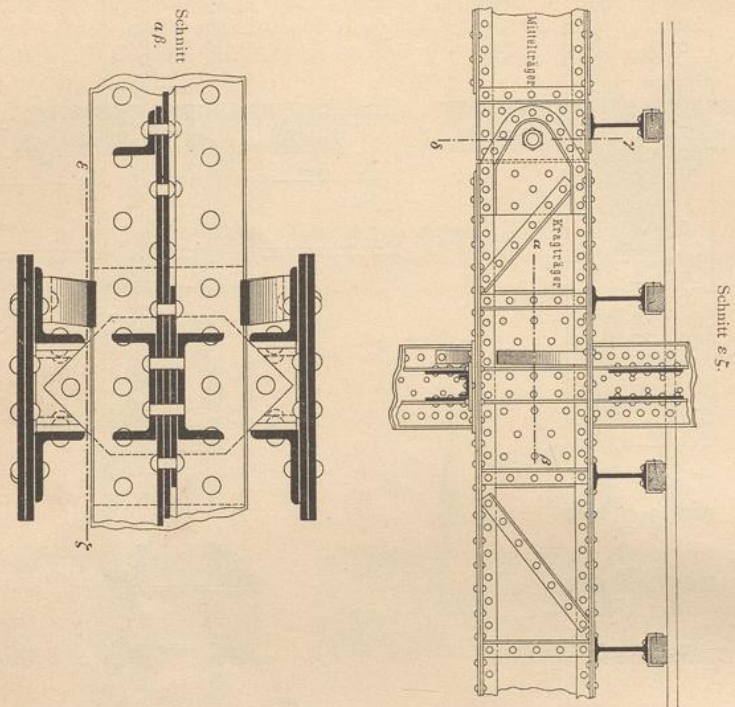


Fig. 233.

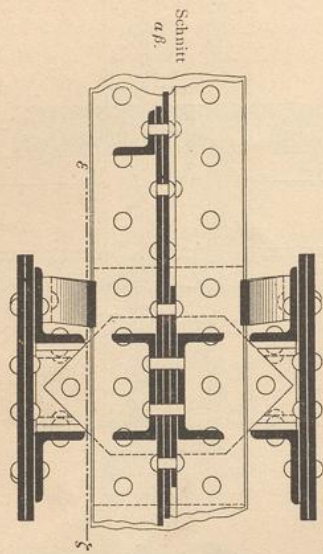
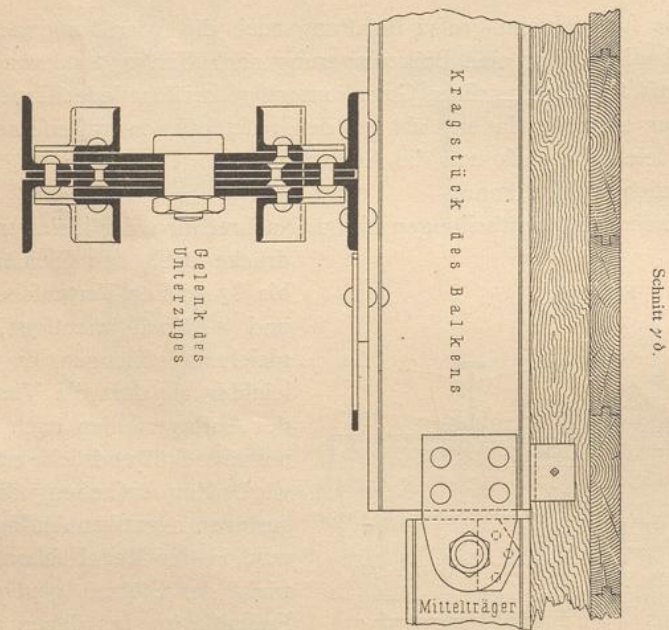


Fig. 234.

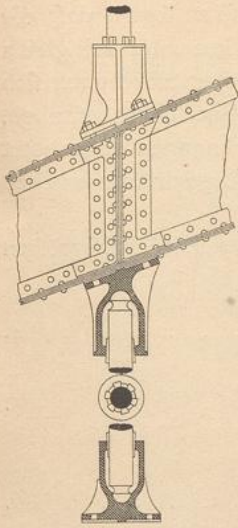


Fig. 235.

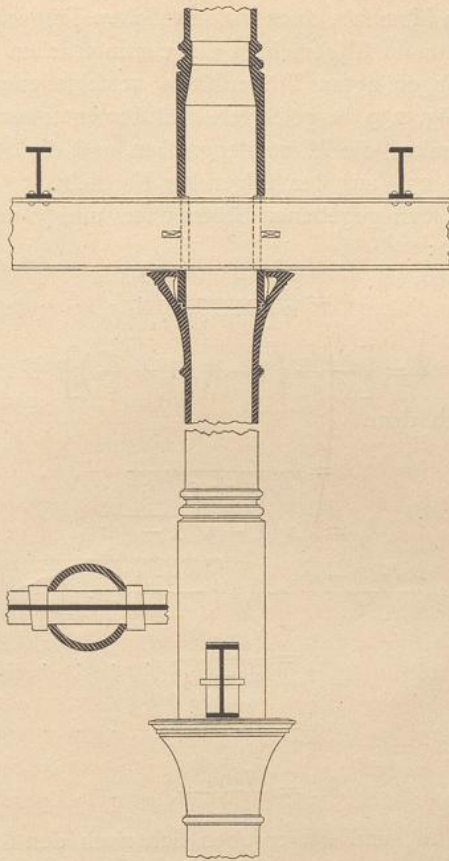


Fig. 236.

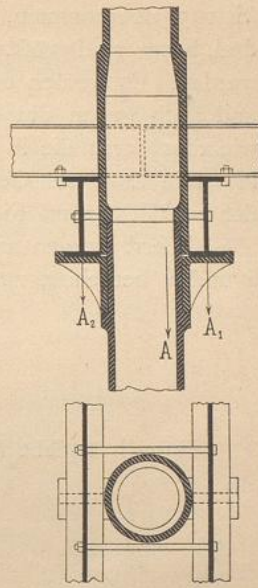


Fig. 237.

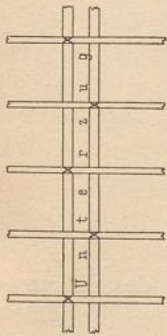
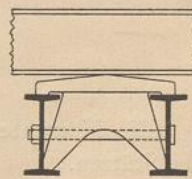


Fig. 238.



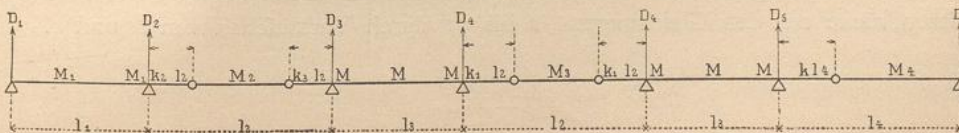
doch ist dann bei Bemessung der Wandstärken die Wirkung dieser meist außerhalb des Schwerpunktes nach oben wirkenden Kräfte genau zu berücksichtigen.

Der zweite Fall ist der, dass die Stützweiten zwar verschieden, aber unabhängig vom Verhältnisse  $g : q$  fest vorgeschrieben sind, so dass die Ausgleichung aller größten Momente nicht mehr möglich ist.

107.  
Zweiter  
Fall.

Abgesehen von ganz unregelmäßigen Anordnungen, in denen bloß Sonderrechnungen von Fall zu Fall zum Ziele führen können, ist hier nur der oben angedeutete Fall allgemein zu behandeln, dass die Stützenstellung in Fig. 224 bis 228 für ein Gefchofs auf vollständige Ausgleichung der Momente eingerichtet wurde, und nun in einem anderen Gefchoffe durchgeführt werden muss, wo sie dem dort auftretenden Verhältniffe  $g : q$  nicht mehr entspricht.

Fig. 239.



In Fig. 239 sind daher die Bezeichnungen der Stützweiten aus Fig. 224 bis 226 (S. 125) übernommen, und es kommt nun darauf an, die Gelenke so zu legen, daß die drei, bzw. zwei größten Momente eines kontinuierlichen Trägerstückes unter sich gleich werden. Es werden dann im Allgemeinen die kontinuierlichen Trägerstücke unter sich und auch gegen die eingehängten Trägerstücke verschiedenen Querschnitt erhalten, wie dies durch die in Fig. 239 beigeführten Momentenbezeichnungen angedeutet ist. Die Lage der Gelenke, die Momentengrößen und die Auflagerdrücke ergeben sich mit Bezug auf Fig. 239 aus den folgenden Formeln.

Zuerst werden aus den gegebenen Stützweiten und  $g$  und  $q$  zwei Hilfsgrößen  $a$  und  $b$  berechnet nach:

$$a = \frac{q}{4(g+q)} \frac{l_3^2}{l_4^2} \dots \dots \dots 84.$$

$$b = \left[ \frac{q}{g} \frac{l_1}{l_2} \left( 1 - \sqrt{1 + \frac{g}{q}} \right) \right]^2 \dots \dots \dots 85.$$

Danach ergibt sich dann

$$k = \frac{q}{4(g+q)} \frac{l_3^2}{l_4^2} \dots \dots \dots 86.$$

$$k_1 = 0,5 (1 - \sqrt{1 - 4a}) \dots \dots \dots 87.$$

$$k_2 = \frac{b+1-a}{2} - \sqrt{\left( \frac{b+1-a}{2} \right)^2 - b} \dots \dots \dots 88.$$

$$k_3 = \frac{a}{1-k_2} \dots \dots \dots 89.$$

$$M = \frac{q a l_2^2}{2} \dots \dots \dots 90.$$

$$M_1 = \frac{q b l_2^2}{2} \dots \dots \dots 91.$$

Die Momente  $M_3$ ,  $M_4$  und  $M_5$  ergeben sich nach den Regeln des Balkens auf zwei Stützen.

Die größten Werthe der Stützdrücke sind:

$$D_1 = \frac{q l_1}{2} - \frac{g b l_2^2}{2 l_1} \dots \dots \dots 92.$$

$$D_2 = \frac{q}{2} \left[ l_1 + l_2 \left( k_2 + 1 + k_2 \frac{l_2}{l_1} \right) (1 - k_3) \right] \dots \dots \dots 93.$$

$$D_3 = \frac{q}{2} \left[ l_2 (1 - k_2) + l_3 \right] \left( 1 + k_3 \frac{l_2}{l_3} \right) - \frac{g a l_2^2}{2 l_3} \dots \dots \dots 94.$$

$$D_4 = \frac{q}{2} \left( l_2 + l_3 + a \frac{l_2^2}{l_3} \right) - \frac{g a l_2^2}{2 l_3} \dots \dots \dots 95.$$

$$D_5 = \frac{q}{2} \left[ l_3 + l_4 + k l_4 \left( 1 + \frac{l_4}{l_3} \right) \right] \dots \dots \dots 96.$$

$$D_6 = \frac{q}{2} l_4 (1 - k) \dots \dots \dots 97.$$

Auch hier ergeben sich die geringsten, möglicher Weise negativen Werthe der Stützdrücke aus den Gleichungen 92 bis 97 durch Vertauschen von  $g$  und  $q$ .