

2) Nutzlast.

Die Nutzlasten, welche die Decken-Constructionen zu tragen haben, sind bereits in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 359, S. 318¹²³) dieses »Handbuches« angegeben worden. Hierzu sei noch bemerkt, daß die Lagerhäuser der Seehäfen jetzt in den unteren Gefchoffen mit 1500 kg und im obersten Gefchofs mit 900 kg für 1 qm Deckenfläche berechnet werden; in den zwischengelegenen Gefchoffen läßt man die Belaftung 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 Belaftung jene durch Menschengedränge (für 1 qm 6 erwachsene Personen zu je 75 kg, zusammen 450 kg) gerechnet werden.

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 Maßen auszuführen, sie dann aber mit einer zweiten, erstere rechtwinkelig kreuzenden, mindestens 3 cm dicken Bohlenlage abzudecken, welche nach erfolgter Abnutzung allein ausgewechselt werden kann.

Estriche aus Gyps, Cementmörtel oder Asphalt dürfen nicht als tragende Bauteile angefehen werden; sie bedürfen vielmehr als Unterstüzung einer Fachauffüllung, welche die ganze Belaftung 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 Unterstüzung.

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.

Ebene Fachauffüllungen mit Gypsdielen (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

84.
Nutzlast.85.
Hölzerne
Fußböden.86.
Estriche
u. Platten-
beläge.87.
Gewöhnliche
Fach-
ausfüllungen.88.
Fach-
ausfüllungen
mit
künstlichen
Steinen.

[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 Belastungsverfuche 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 — zusammengesetzten 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 γ der Raumeinheit der Platte und der zulässigen Beanspruchung s des Fugenmörtels auf Zug für die Flächeneinheit zu bestimmen nach der Formel:

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

Beispiel. Ein hölzerner Bretterfußboden von 3 cm Dicke mit 8 cm Unterfüllung aus Schlacken-Beton wiegt für 1 qm ($g =$) $0,03 \cdot 600 + 0,08 \cdot 1230 = 116 \text{ kg}$ 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 167¹²⁴) unterscheiden sich hinsichtlich der Stärkenbestimmung von den eben besprochenen Fachausfüllungen nicht, welche nach Gleichung 1 erfolgt. Da jedoch der Beton in Folge des gleichmäfsigen 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.

Fig. 164.

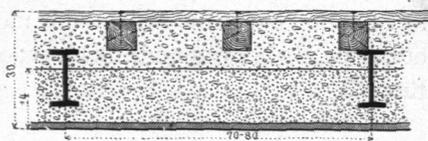


Fig. 165.

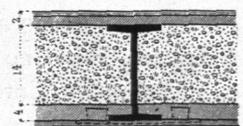


Fig. 166.

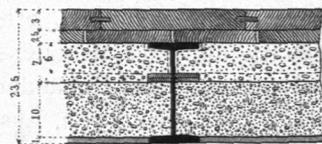
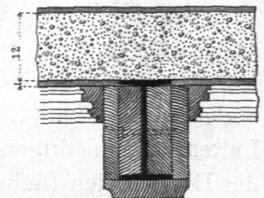


Fig. 167.



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

Fig. 168.

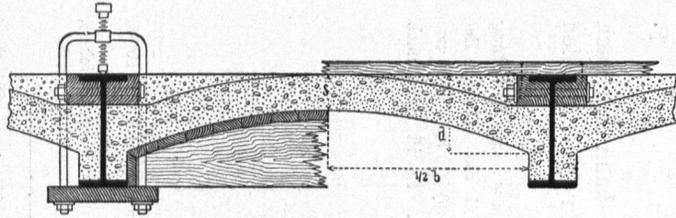


Fig. 169.

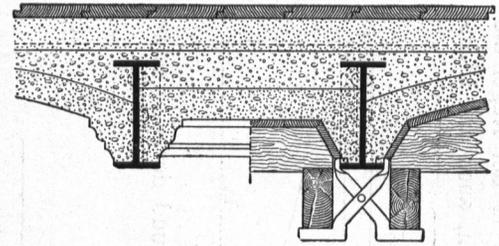


Fig. 170.

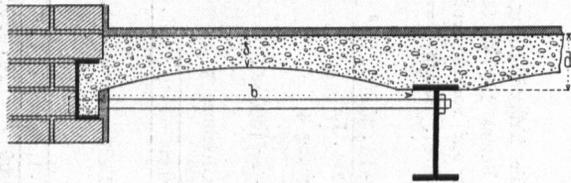


Fig. 171.

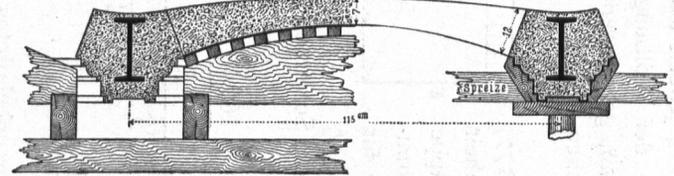


Fig. 173.

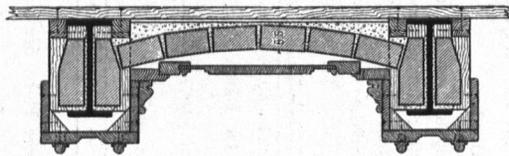


Fig. 174.

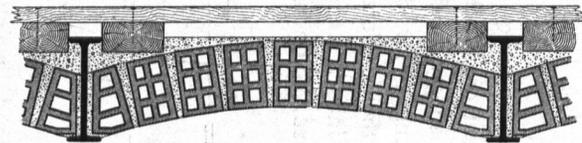


Fig. 176.

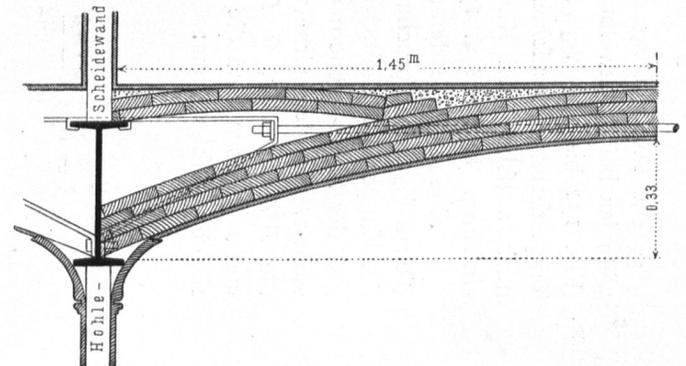


Fig. 175.

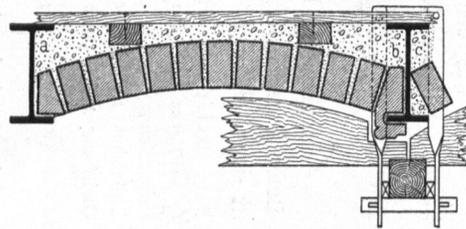
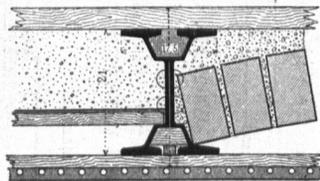


Fig. 172.



Die Auswölbung der Balkenfache ohne Uebermauerung im Scheitel ist gewöhnlich bei Betonwölbung (Fig. 168 bis 171¹²⁵), jedoch auch bei Backsteinwölbung (Fig. 172 bis 176) verwendbar. Als Weite b der Wölbung wird in der Regel die Trägertheilung anzusehen sein; 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 γ für die Raumeinheit, die gleichförmig verteilte Nutzlast p für die Flächeneinheit, so sind in der Regel p , γ , b und s gegeben, und die ganze Wölbhöhe d , die Scheitelfstärke δ und der wagrechte Schub H' folgen aus:

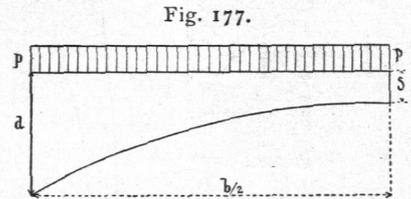


Fig. 177.

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

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

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

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 δ und kleinem d , kann sich nach diesen Formeln H'' größer als H' ergeben, was widersinnig 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 Rücksicht 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

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

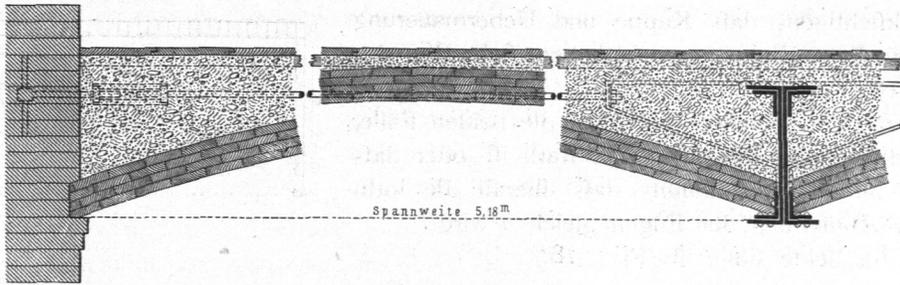
Wäre z. B. wegen bestimmter Höhe der ganzen Decke von vorn herein $d = 0,3$ m vorgeschrieben, so wäre nach Gleichung 3

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

zu machen.

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

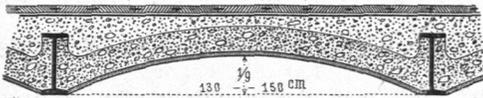
Fig. 178.



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 γ gesetzt werden. Bei Backsteinwölbungen ist hier δ (siehe Fig. 125, S. 72) gegeben, nämlich

91.
Auswölbung
mit
Scheitel-
übermauerung.

Fig. 179.



der gewählten Steinfärke gleich zu setzen. Uebermauerung und Scheitel haben zusammen die Stärke h .

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

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

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

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

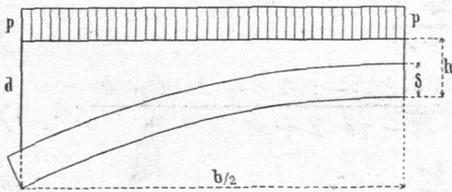
und der größtmögliche Gegenschub des unbelasteten Gewölbes

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

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

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

Fig. 180.



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, daß 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 δ wird.

Für beide Fälle ist (Fig. 181)

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

und zwar im ersteren Falle

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

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:

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

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

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

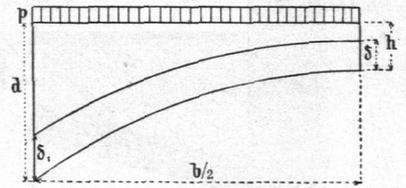
Das Verdrehungsmoment für den Träger ist

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

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

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

und Gleichung 18 in (Fig. 181)

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

Ergiebt sich in bestimmtem Falle nach Gleichung 14 ein δ , welches gröfser ist, als das zunächst angenommene h , so ist in den weiteren Formeln δ 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 δ 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 Eisentragern 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 Schlacken-Beton ($\gamma = 0,00123$ 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 Pfeilverhältniffe $\frac{d-h}{b} = \frac{1}{20}$, $k = 0,02$ 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

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

ferner nach Gleichung 16

$$H' = H'' = \frac{12,92 \cdot 6}{2} = 37,9 \text{ kg für 1 lauf. Centim. Träger},$$

nach Gleichung 17

$$M_t = \frac{6 \cdot 12,92^2 \cdot 1,04}{6} = 170 \text{ cmkg für 1 lauf. Centim. Träger},$$

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 angeftellt zu werden braucht.

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

¹²⁶⁾ Ueber ausgedehnte Belastungsverfuche mit *Monier*-Platten siehe: Deutsche Bauz. 1886, S. 297 — ferner: WAYSS, G. A. Das System *Monier*. Berlin 1887.

92.
Fachausfüllung
mit
Monier- und
Rabitz-Platten.

Platte als nach Fig. 185¹²⁷⁾ vorgehend anfieht, nach den nachfolgenden Regeln bemessen werden. Es bezeichne q die gefamnte bleibende und bewegliche Auflast der Platte für die Flächeneinheit, γ 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, δ die Plattendicke, b die Theilung der die Platte tragenden Träger,

Fig. 182.

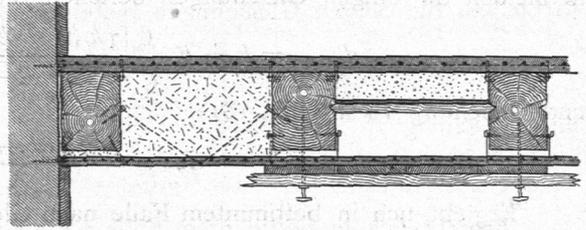


Fig. 183.

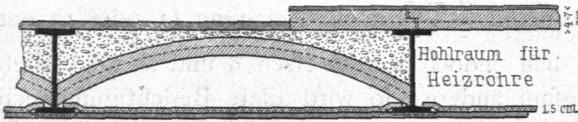
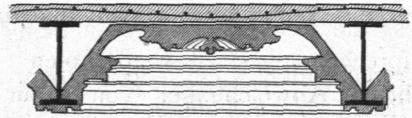


Fig. 184.



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

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

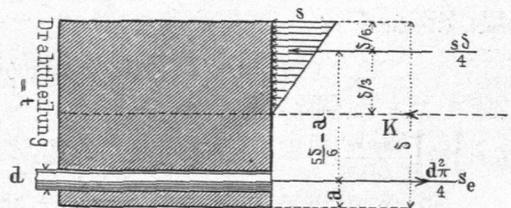
$$d = \sqrt{\frac{t}{\pi} \frac{s}{s_e}} \delta \quad \text{oder} \quad t = \pi \frac{s_e}{s} \frac{d^2}{\delta} \dots 22.$$

Wird noch der Abstand a als Theil der Plattendicke fest gelegt, also $a = \frac{\delta}{m}$ gesetzt, 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 gefaltsene 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 geschlängelt 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.

¹²⁷⁾ Vergl.: Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 462 — ferner eine schärfere Berechnung in: Wochschr. d. öst. 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

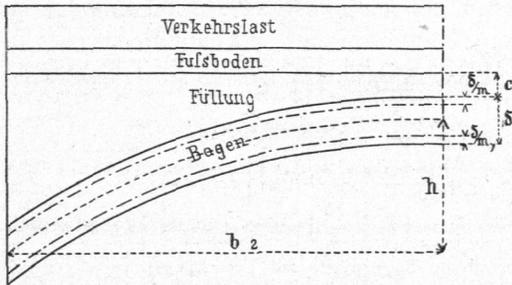
$$t = 3,14 \frac{1000}{8} \frac{0,4^2}{5,6} = 11,2 \text{ cm}$$

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 Trägerfache (Fig. 183) erhalten zweckmäfsig zwei Drahteinlagen, da der Sinn der Biegemomente für alle Querschnitte wech-
feln 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, γ das Gewicht der Raumeinheit der Plattenüberfüllung, γ_1 das Gewicht der Raumeinheit des Plattenmörtels, b die Trägertheilung (Bogenweite), h den Pfeil der Bogenmittellinie, c die Höhe der Bogenüberfüllung im Scheitel, δ die Plattenstärke und $\frac{\delta}{m}$ den Theil der Plattenstärke, welchen die Drahteinlage oben und unten abschneidet; die Plattenstärke folgt alsdann aus

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

darin ist q aus der Erklärungsgleichung:

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

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

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

Der grösste Schub H' , welchen eine voll beladete Bogenplatte leitet, er giebt sich zu

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

und bezeichnet g_1 nach der Erklärungsgleichung

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

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

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

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

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

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

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. 187.

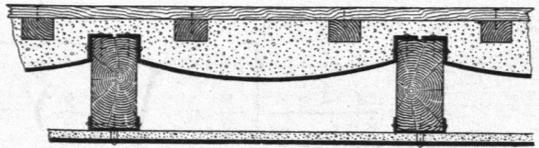
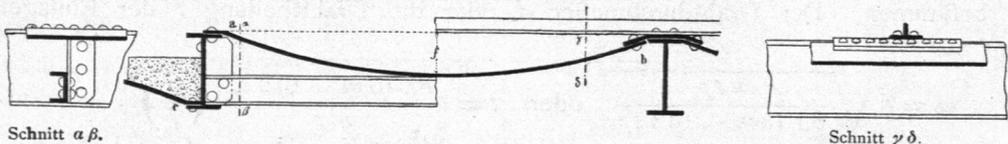
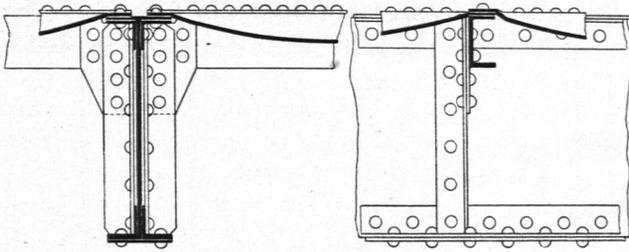


Fig. 188.



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 Größe 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 Ausgleich des wagrechten Zuges der Platte ausnutzen, so daß

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, Abchn. 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 find (siehe Fig. 189), so find für die Stärkenabmessungen letzterer einfache Berechnungen wenig zuverlässig; man bestimmt ihre Tragfähigkeit am sichersten nach den Versuchsergebnissen, welche in der nachfolgenden Zusammenstellung angeführt find. 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 vertheilte Belastung von Buckelplatten von 0,9 bis 1,0 m frei tragender Länge für 1qm, *G* das Gewicht für 1qm 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 einschl. Verlegen.

95.
Fachausfüllung
mit
Wellblech.

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

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

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

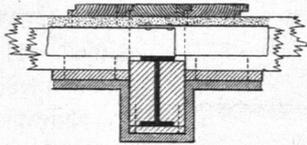
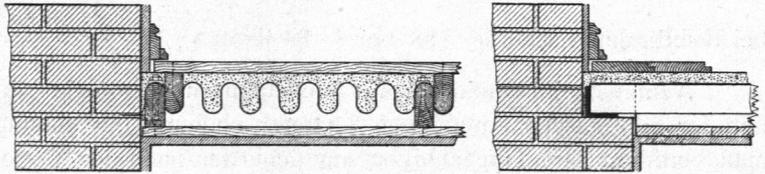


Fig. 190.



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)

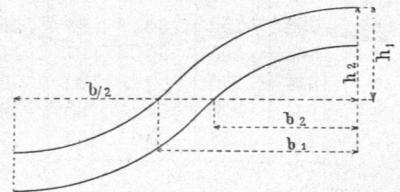
$$\mathcal{F} = \frac{64}{105} (b_1 h_1^3 - b_2 h_2^3), \dots 30.$$

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.

Werden die Balkenfache mit Wellblechbogen oder fog. bombirtem 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.

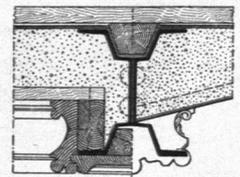
Es bezeichne mit Bezug auf Fig. 194: b die Bogenweite (Trägertheilung), h den Pfeil der Bogenmittellinie, g das Ge-

Fig. 191.



96.
Fachausfüllung
mit
Wellblech-
bogen.

Fig. 192.



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

α) Flache Wellbleche.

Hein, Lehmann & Co. zu Berlin.

In den Dicken von 1 bis 26 der deutschen Lehre.

Nr.	h	b	G für 1 qm bei 1 mm Stärke	
			W	bei 1 m Breite und 1 mm Stärke
			Widerstandsmoment	
2 1/2/10	25	100	9,4	7,5
3/10	30	100	9,8	9,5
3 1/2/10	35	100	10,4	12
4/10	40	100	11,1	14
4 1/2/10	45	100	11,5	16
2 1/2/10	25	150	8,5	7
3/15	30	150	8,8	8,5
3 1/2/15	35	150	9,1	10
4/15	40	150	9,4	12
4 1/2/15	45	150	9,8	14
5/15	50	150	10,2	16

Millim. Kilogr.

Jacob Hilgers zu Rheinbrohl.

Nr. der deutschen Blechlehre	d	G für 1 qm gedeckte Fläche, einchl. Ueberdeckungen				
		Profil I.	Profil II.	Profil III.	Profil IV.	Profil V.
		δ = 120 mm h = 25 *	δ = 135 mm h = 30 *	δ = 150 mm h = 40 *	δ = 150 mm h = 45 *	δ = 76 mm h = 25 *
15	1,50	14,6	14,8	15,7	16,6	16,4
16	1,33	13,4	13,6	14,5	15,2	15,0
17	1,25	12,2	12,3	13,1	13,8	13,6
18	1,13	11,0	11,1	11,9	12,4	12,3
19	1,00	9,8	9,9	10,5	11,0	10,9
20	0,88	8,5	8,6	9,2	9,7	9,6
21	0,75	7,3	7,4	7,9	8,3	8,2

Millim. Kilogr.

Dillinger Hütte zu Dillingen a. d. Saar.

h	b	d	B	L	G	W	Freitragende Länge (in Met.)				
							1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
							gleichf. verth. Belastung				
45	150	2,0	1,05	3,0	18,5	19	114,0	507	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	1600	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

Millim. Met. Kg. Kilogr.

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

L. Fr. Buderus, Germania bei Neuwied.

Nr.	h	b	d	G für 1 mm Dicke	L bis
Z	12	40	0,5-0,875	11	3,1
X	25	75	0,6-1,0	10,1	"
A	27	85	0,8-1,5	9,5	"
B	29	122	0,8-1,75	8,8	"
C	35	137	0,8-1,75	9,1	"
D	40	150	0,8-2	9,2	"
E	75	230	3-5	9,9	"

Millim. Kilogr. Met.

Breefl & Co. zu Berlin.

L bis 4 m.

Nr.	b	h	d	G	B	Nr.	b	h	d	G	B
A	200	80	4	68	0,45	C	180	60	2	30	0,55
"	"	"	3	51	"	"	"	"	1,5	22,5	"
"	"	"	2	32	"	"	"	"	1	15	"
"	"	"	1	16	"	D	180	50	1	13	0,60
B	180	70	2	32	0,55	E	150	45	1	9	0,60
"	180	70	1,5	24	"	F	90	25	1	10	0,75
"	"	"	1	16	"						

Millim. Kilogr. Met. Millim. Kilogr. Met.

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 Beanpruchung 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.)

β) 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
					10	100	100	2-5	20,5	56,5
					11	110	100	2-5	22,1	68

L. Fr. Buderus, Germania b. Neuwied.

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	1,835
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

Jacob Hilgers zu Rheinbrohl.

Nr. der deutschen Blechlehre	d	Gewicht für 1qm ohne Ueberdeckung						
		Profil O. δ = 90 mm h = 45 »	Profil A. δ = 90 mm h = 50 »	Profil B. δ = 90 mm h = 60 »	Profil C. δ = 90 mm h = 70 »	Profil D. δ = 100 mm h = 80 »	Profil E. δ = 100 mm h = 90 »	Profil F. δ = 100 mm h = 100 »
		5	9	16	19	1	2	3
	4	48	52	60	68	72	76	84
	3	36	39	45	51	54	57	63
	2	24	26	30	34	36	38	42
	1	12	13	15	17	18	19	21

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	5,333	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	96,800
8	45	90	2	24	33,844	26	90	100	2,5	46	120,630
9	50	90	1	13	20,389	27	90	100	3	55,5	144,040
10	50	90	1,5	19,5	30,355	28	90	100	4	74	190,200
11	50	90	2	26	40,089	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

Pfeifer & 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	26,600
" 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	33,000	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	40,000	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	225,600
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	84,600	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

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	71	90	2	31,6	66,111	25	150	160	3	54,2	237,569
10	72	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	57,1	338,440
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

Breß & 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	30,20
"	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	73,80	"	60	90	1	15	29,61
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

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 $\frac{\gamma}{e} = W = \frac{25,2}{100 \cdot 100 \cdot 100} = 0,0000252$. Der Querschnitt für 1 m Breite ergibt sich bei dem Eifengewichte 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

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

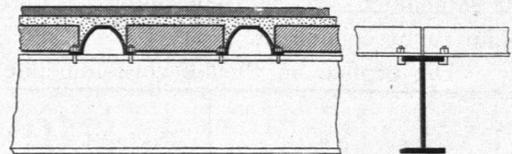
Wegen der starken Spannungsschwankung in einer und derselben Fafer ist das Blech trotz der niedrigen Beanspruchung nicht als zu stark zu bezeichnen. Der größtmögliche Gegenschub des Blechbogens ist nach Gleichung 36

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

Sollen die Balkenfache mit Belageisen ausgefüllt werden (Fig. 195), so werden letztere zweckmäfsig 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 mufs man die Träger den vergrößerten Auflagerdrücken des kontinuierlichen 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.

97.
Fachausfüllung
mit
Belageisen.

Fig. 195.



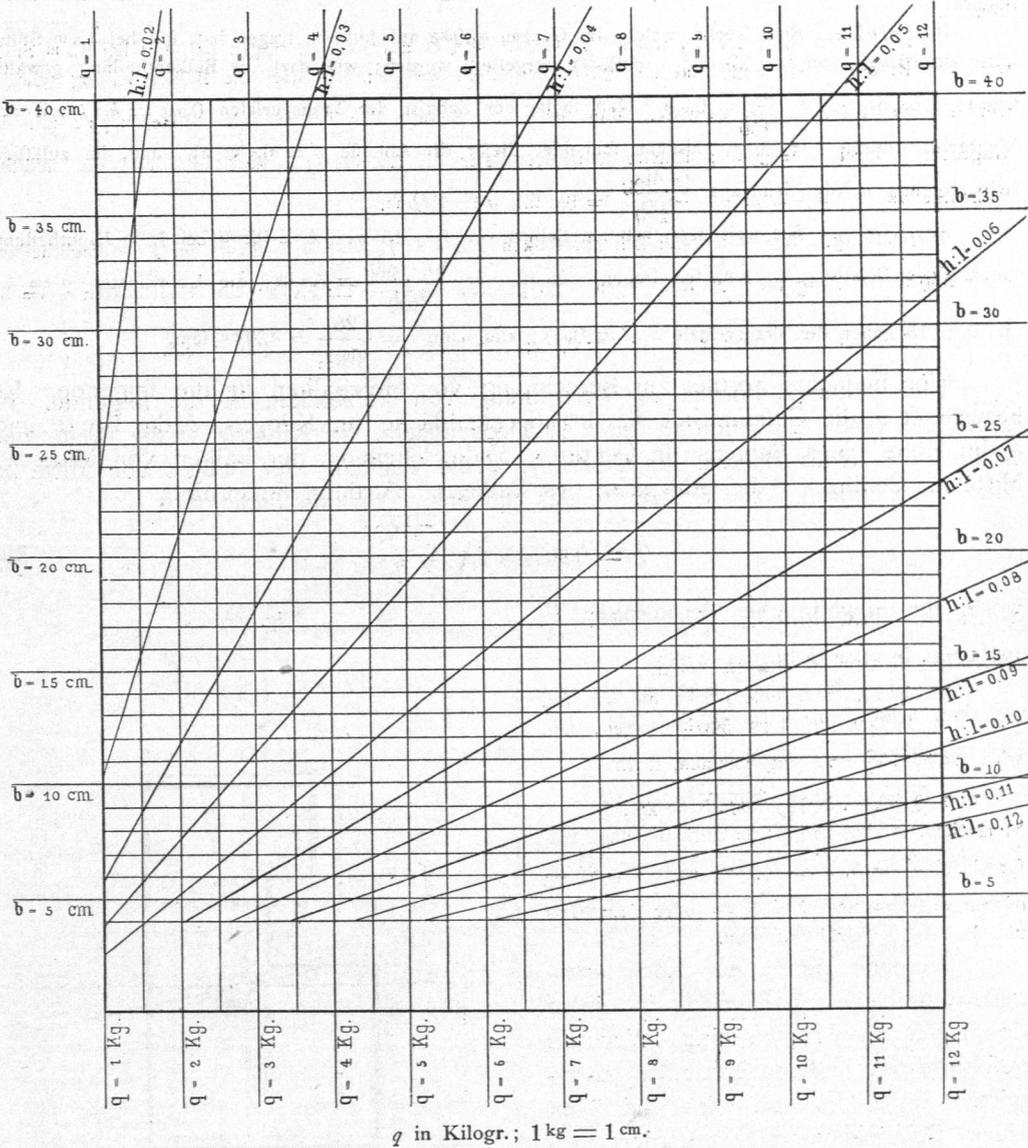
3) Querschnittsermittlung für Balken und Träger.

Holzbalken haben ausschließlich rechteckigen Querschnitt, und zwar — mit Rücksicht auf vorteilhafteste Gewinnung aus dem runden Stamme — des Seitenverhältnisses 5 : 7¹²⁹⁾.

98.
Hölzerne
Balken.

Die Berechnung¹³⁰⁾ erfolgt etwas zu sicher für die größte Stützweite jedes

Fig. 196.



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

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

¹³⁰⁾ 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«.

gangen werden ¹³¹⁾. Es bezeichnet dort b die Breite, l die größte Stützweite, h die Höhe eines Balkens (in Centim.) und q die Gesamtlastung für 1 lauf. Centim.

Beispiel 1. Ein Balken ist für 5,5 m Stützweite bei 1,05 m Fachtheilung zu berechnen; die Eigenlast der Decke (halber Windelboden) beträgt 300 kg und die Nutzlast 250 kg für 1 qm. Die Last für 1 cm ist demnach $q = \frac{1,05(300 + 250)}{100} = 5,5$ kg. Wird die Breite versuchsweise mit 22 cm angenommen, so führen die Coordinaten $q = 5,5$ und $b = 22$ zu der schrägen Transversalen $h : l = 0,05$, und es muß also $h = 0,05 \cdot 550 = 27,5$ cm sein, ein geeignetes Verhältniß. Hätte sich eine ungeeignet erscheinende Höhe ergeben, so hätte man ohne Mühe durch Aenderung der Ordinate b ein besseres Verhältniß finden können.

Beispiel 2. Eine Decke, welche im Ganzen 400 kg auf 1 qm zu tragen hat, soll bei 4,5 m Stützweite aus Balken von $b = 20$ und $h = 25$ cm hergestellt werden; wie darf die Balkentheilung gewählt werden? Es ist $h : l = \frac{25}{450} = 0,056$. Man suche den Schnitt der Transversalen $0,056 = h : l$ mit der Wagrechten durch $b = 20$ cm; alsdann schneidet dieser die Abscisse $q = 6,5$ kg ab, und die zulässige Balkentheilung d folgt dann aus $\frac{d \cdot 400}{100} = 6,5$ mit $d = 1,625$ m.

Beispiel 3. Wie weit kann sich ein Balken von $b = 15$ und $h = 25$ cm bei 1,1 m Fachtheilung unter 500 kg Belastung für 1 qm frei tragen? Es ist $q = \frac{1,1 \cdot 500}{100} = 5,5$ kg; die Coordinaten $q = 5,5$ und $b = 15$ geben die Transversale $h : l = 0,058$; also kann $l = \frac{25}{0,058} = 430$ cm sein.

Eine bequeme Formel zur Berechnung von Holzbalken ist die folgende. Es bezeichnet q die Gesamtlast für 1 qm Deckenfläche (in Kilogr.), b die Breite und h die Höhe eines Balkens (in Centim.), d die Theilung der Balken von Mitte zu Mitte (in Centim.), l die Stützweite des Balkens. Alsdann findet statt

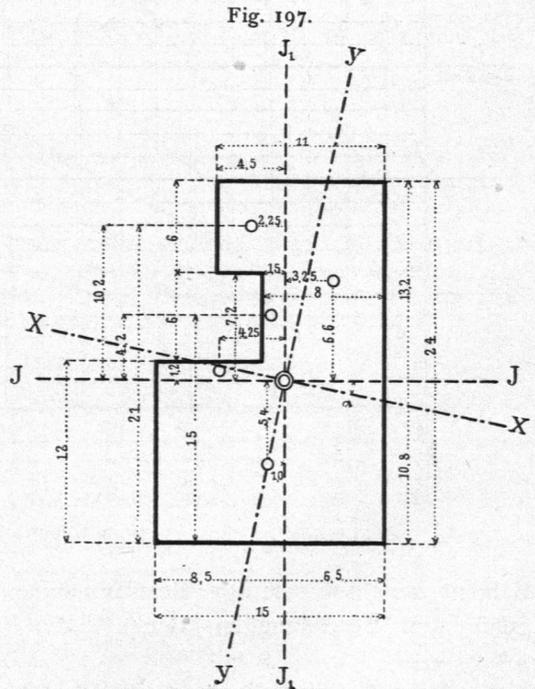
$$h = 0,000968 l \sqrt{q \frac{d}{b}}, \dots \dots \dots 39.$$

worin für gewöhnliche Verhältnisse $\frac{d}{b}$ zwischen 5 und 6 liegen wird.

Beispiel. Soll eine Decke aus 5 m freitragenden Balken auf 1 qm 500 kg tragen, und wird zunächst $\frac{d}{b} = 5$ angenommen, so ist

$h = 0,000968 \cdot 500 \sqrt{500 \cdot 5} = 24,2$ cm zu machen. Dabei kann dann nach Belieben, entsprechend $\frac{d}{b} = 5$, $d = 100$ cm und $b = 20$ cm oder $d = 90$ cm und $b = 18$ cm oder $d = 80$ cm und $b = 16$ cm gewählt werden.

Hiernach bleibt nur noch anzugeben, wie die Spannungen in einem durch den Brustzapfen eines Wechfels geschwächten Balkenquerschnitt zu ermitteln sind. Es soll dies gleich an einem Beispiele vorgeführt werden, welches die Auflagerung des mit 5 bezeichneten ausgewechselten Balkens der Gruppe A in Fig. 37 (S. 30) auf den Wechfel an der Wand zum Gegenstande hat.



¹³¹⁾ Vergl. auch: GARTEN. Diagramm zur Bestimmung der Querschnitte hölzerner Balken. Deutsche Bauz. 1887, S. 342.

Demnach folgt der Winkel α , welchen die erste Trägheitshauptaxe X mit der Axe \mathcal{Y} bildet¹³³⁾ 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 schliesslich¹³⁴⁾

$$\begin{aligned} \mathcal{Y}_x &= \mathcal{Y} \cos^2 \alpha + \mathcal{Y}_1 \sin^2 \alpha - H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0,9594 + 4842 \cdot 0,0406 + 2044 \cdot 0,3946 = 14771, \\ \mathcal{Y}_y &= \mathcal{Y} \sin^2 \alpha + \mathcal{Y}_1 \cos^2 \alpha + H \sin 2\alpha = 14360 \cdot 0,0406 + 4842 \cdot 0,9594 + 2044 \cdot 0,3946 = 4422. \end{aligned}$$

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

Die neutrale Axe ergibt sich, wenn man die Ebene \mathcal{Z} (Fig. 198) (hier wagrecht) mit dem Winkel α 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 α auf der Winkelrechten in \mathcal{Y}_y auf und verbindet diesen Punkt mit dem Schwerpunkte, so erhält man die neutrale Axe.

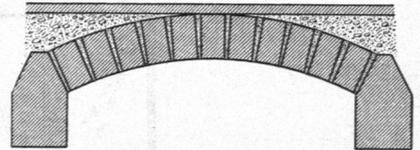
Man bestimme nun den Abstand e des am entferntesten von der neutralen Axe liegenden Punktes (Fig. 198), hier $e = 14$ cm, übertrage \mathcal{Y}_x auf die neutrale Axe und ziehe von da die Winkelrechte zur X -Axe; diese schneidet auf der den Winkel α mit der X -Axe einschließenden Geraden \mathcal{Z}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

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

ergibt. 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 Eisenbahnschiene, welche sich durch besonders niedrigen Preis empfiehlt. Das Widerstandsmoment $\frac{\mathcal{Z}}{e}$ abgenutzter neuerer Profile von der Höhe h (in Centim.) kann $\frac{\mathcal{Z}}{e} = 0,06 h^3$ 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-Profile¹³⁵⁾, dann zusammengesetzte Blech- und Gitterträger¹³⁶⁾ und schliesslich besondere Trägerformen für be-

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

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

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

¹³⁶⁾ Siehe Theil III, Band 1 (Abth. I, Abfchn. 3, Kap. 7) dieses »Handbuches«.

Fig. 200.

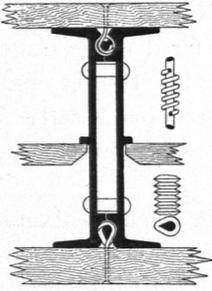


Fig. 201.

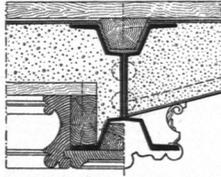
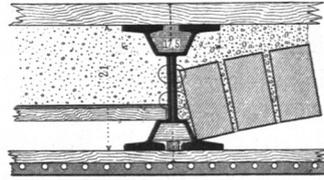


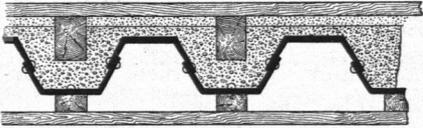
Fig. 202.



ftimmte 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.

Fig. 203.



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 $s:q$ gehört. Die Nummer der kleinen Null, welche auf der ausgezogenen Transversalen $s:q$ zunächst rechts von der gestrichelten Leitlinie liegt, ist diejenige des zu verwendenden I-Normal-Profils ¹³⁷.

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

Verfolgt man in der neben stehenden Tafel die dem Coordinatenschnitte $l = 5,3$ und $b = 3$ nächst liegende gestrichelte Leitlinie bis zu der $s:q = 0,95$ 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 $q = 800 \text{ kg}$. Wie weit dürfen Träger des Profils Nr. 28 aus einander gelegt werden, wenn die Beanspruchung für 1 qcm 1000 kg betragen soll?

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

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

Es ist $s:q = 1050:900 = 1,18$. Die $s:q = 1,18$ und Nr. 26 entsprechende gestrichelte Leitlinie schneidet auf der Ordinate $b = 1,0$ die Abscisse $l = 6,6 \text{ m}$ ab.

100.
Berechnung
lothrecht
belasteter
Träger.

¹³⁷) Siehe die betreffende Tabelle in Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 198) dieses „Handbuches“.
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 Prozent 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
Seitenstößen.

Wenn die Träger auch wagrechten Kräften ausgesetzt sind¹³⁸⁾, so entstehen vorwiegend aus den Stößen von Auswölbungen und Wellblechbögen, so wie aus den Zügen von Tonnenblechen, welche sich bei Belastung nur eines anschließenden Faches nicht vollkommen ausgleichen, sondern einen nach der Seite des unbelasteten Faches gerichteten Schub von der Größe $H' - H''$ (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 belasteten Faches gerichteten Zug von der Größe $H' - H'' = \frac{(q - g) \delta^2}{8h}$ (vergl. Art. 93, S. 102) ergeben, schiefe 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.

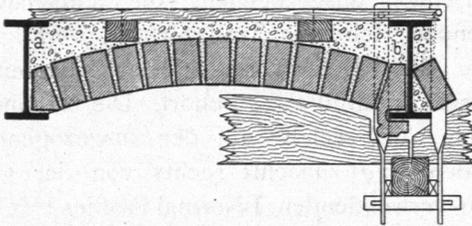
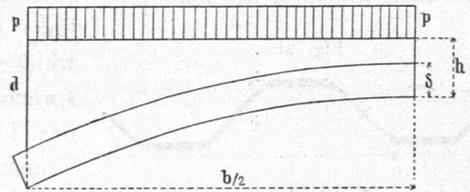


Fig. 206.



Träger ($l =$) 5,5 m, die Theilung ($\delta =$) 1,7 m, $\delta = 0,12$ m, $h = 0,20$ m, γ für Backsteine 1700 kg, $p = 750$ kg und mit Rücksicht auf Stöße für Backstein $s = 50\,000$ kg für 1 qm. Demnach ist nach Gleichung 6 (S. 97)

$$d = \frac{8 \cdot 50\,000 \cdot 0,12 (3 \cdot 0,2 - 0,12) + 1,7^2 (6 \cdot 750 + 5 \cdot 1700 \cdot 0,2)}{24 \cdot 0,12 \cdot 50\,000 - 1700 \cdot 1,7^2} = 0,295 = \text{rund } 0,3 \text{ m.}$$

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 $\frac{900}{1,7} = \text{rund } 530 \text{ kg.}$

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

$$H' = 0,5 \cdot 50\,000 \cdot 0,12 = 3000 \text{ kg für 1 m Trägerlänge}$$

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

$$H'' = 0,125 \left[\sqrt{9 \cdot 50\,000^2 (0,3 - 0,2 - 0,12)^2 + 1700 \cdot 50\,000 \cdot 1,7^2 (0,3 + 5 \cdot 0,2) - 3 \cdot 50\,000 (0,3 - 0,2 - 0,12)} \right],$$

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

Die wagrechte Belastung eines zwischen einer belasteten und einer unbelasteten Kappe liegenden Trägers ist somit

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

¹³⁸⁾ 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 ¹³⁹⁾ $\bar{y}_x = 12622$ und $\bar{y}_y = 652$; 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

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

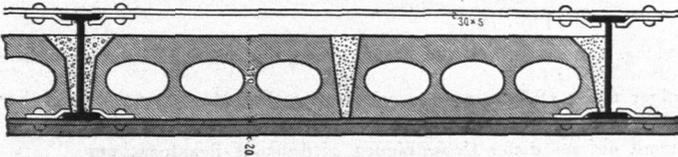
Das wagrechte Biegemoment unter dem einseitigen Schube von 3,6 kg ist $\frac{3,6 \cdot 550^2}{8} = 136125$ cmkg,

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

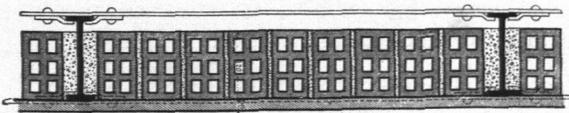
Fig. 207.



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

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

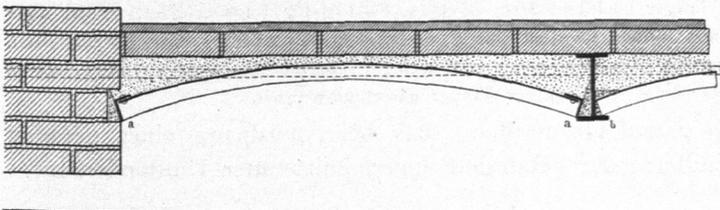
Fig. 208.



die Flansche beiderseits mit Klammern umgreifen.

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

Fig. 209.



continuirlicher Träger auf 3 Stützen von der Oeffnungsweite $\frac{550}{2} = 275$ cm; es ist das größte Moment in der Mitte (am Anker ¹⁴⁰⁾

$0,125 \cdot 3,6 \cdot 275^2 = 30430$ cmkg. Die zugehörige Beanspruchung ist

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

¹³⁹⁾ Siehe Theil I, Band 1, erste Hälfte (S. 198) dieses Handbuchs.

¹⁴⁰⁾ 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 ¹⁴¹⁾ drei Aufgaben. Er hat bei voller Belaftung der beiden Endfäche zu tragen:

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

$\beta)$ 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;

$\gamma)$ 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 ¹⁴²⁾ $0,0714 \cdot 30 \cdot \frac{550^2}{16}$, 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 Flanschseite 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 Trägern den zunächst liegenden Ankern ist ¹⁴³⁾

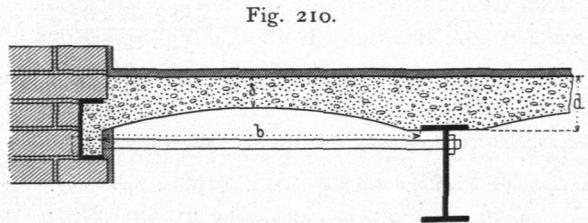
$$1,1423 \cdot 30 \cdot \frac{550}{4} = 4714 \text{ kg}.$$

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 Ab schlufsträgers 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



¹⁴¹⁾ Vergl. Art. 61, S. 66.

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

¹⁴³⁾ Nach ebendaf.

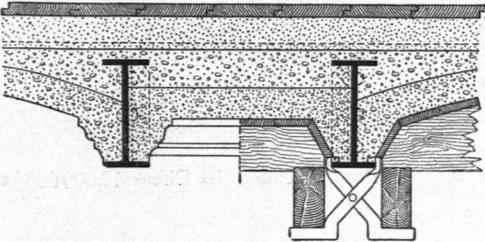
in der Trägermitte, sondern an dem der Mitte zunächst liegenden Anker zu suchen ist, weil meist die aus den wagrechten Momenten entstehenden Spannungen überwiegen.

Da bei weit gespannten Decken unter Umständen mehr als 3 Anker nöthig werden, die Momenten-Tabelle in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 337¹⁴⁴) 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		5	6	7			
M_0	0	0	0	} pl^2	D_0	0,3947	0,3942	0,3944	} pl	M_1	0,0779	0,0777	0,0778	} pl^2
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_2	0,0790	0,0770	0,0774		D_2	0,9737	0,9616	0,9648		M_3	0,0460	0,0433	0,0440	
M_3	0,0790	0,0866	0,0844		D_3	0,9737	1,0192	1,0070		M_4	0,0330	0,0433	0,0406	
M_4	0,1053	0,0770	0,0844		D_4	1,1316	0,9616	1,0070		M_5	0,0779	0,0341	0,0440	
M_5	0	0,1058	0,0774		D_5	0,3947	1,1346	0,9648		M_6	—	0,0777	0,0339	
M_6	—	0	0,1056		D_6	—	0,3942	1,1338		M_7	—	—	0,0778	
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 Rücksicht genommen würde. Die einer solchen Vertheilung entsprechende Lastannahme geht jedoch zu weit, und die durch ihr höchst feltenes Eintreten etwa entstehenden Mehrspannungen sind eben wegen des seltenen Vorkommens ungefährlich.

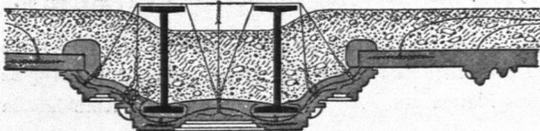
Fig. 211.



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 gefammte 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,

144) 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); es 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 γ und die Ueberfüllungshöhe im Scheitel gleich Null, also h in Gleichung 20 (S. 99) gleich δ zu setzen ist,

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

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

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

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

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

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

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

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

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 ansehen 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.