



Dächer im allgemeinen, Dachformen

Schmitt, Eduard

Stuttgart, 1901

a) Gesamtordnung der eisernen Dachbinder.

[urn:nbn:de:hbz:466:1-78841](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-78841)

29. Kapitel.

Eiserne Sattel-, Tonnen- und Pultdächer.

146.
Einleitung.

Unter der Gesamtbezeichnung »Eiserne Dächer« sollen nicht nur diejenigen Dachkonstruktionen vorgeführt werden, welche in ihren tragenden Teilen ausschließlich aus Eisen hergestellt sind, sondern auch solche Dächer, bei denen Pfetten und auch Teile der Binder aus Holz bestehen. Die Dachbinder mit hölzernen und eisernen Stäben oder die »Dachbinder aus Holz und Eisen« sind älter als die rein eisernen Binder; sie bilden in der Entwicklung der Dachkonstruktionen das Übergangsglied vom Holzdach zum Eisendach. Dennoch erscheint es zweckmäßig, zunächst die rein eisernen und danach erst die gemischt eisernen Dächer zu besprechen.

a) Gesamtanordnung der eisernen Dachbinder.

147.
Vor-
bemerkungen.

Die eisernen Dächer sind fast ausschließlich Pfettendächer: die Binder tragen die Pfetten, diese die Sparren, die Sprossen und die Dachdeckung. Die Binder sind Träger, und zwar je nach der Art ihrer Auflagerung: Balkenträger, Sprengwerksträger, Auslegerträger.

Neuerdings ist von *Foeppl* vorgeschlagen worden, die Dächer aus Flechtwerk herzustellen; auf diesen Vorschlag, der ganz neue Gesichtspunkte eröffnet, wird unter 7 näher eingegangen werden.

Bei den eisernen Dachbindern können die in der Berechnung gemachten Voraussetzungen nahezu vollständig erfüllt werden, sowohl bezüglich der Auflagerung, als auch bezüglich der Bildung der Knotenpunkte. Die Möglichkeit genauer Berechnung hat denn auch zu immer kühneren und weiter gespannten Konstruktionen geführt. Hierher gehören insbesondere die neueren Bahnhofshallen und die großen Ausstellungsgebäude, Wunderwerke heutiger Konstruktionskunst. Da die bei den Holzkonstruktionen vielfach noch unvermeidlichen Unklarheiten hier nicht vorhanden zu sein brauchen, so soll man sie auch nicht auf die Eisenkonstruktionen übertragen; jede Eisenkonstruktion, welche nicht genau berechnet werden kann, ist unberechtigt und sollte vermieden werden. Hierhin rechnen wir vor allem solche Stabwerke, welche bei gelenkigen Knotenverbindungen wegen fehlender Stäbe unstabil sein würden und welche nur durch die starre Verbindung der Stäbe an den Knotenpunkten standfähig sind. Solche Anordnungen werden besser vermieden, falls nicht besondere Gründe praktischer Art für dieselben sprechen. Auch bilde man die Binder möglichst als statisch bestimmte Fachwerke; die Berechnung derselben ist einfach, kann leicht vorgenommen werden und wird deshalb auch wirklich durchgeführt. Bei statisch unbestimmten Fachwerken dagegen bleibt selbst bei sorgfältiger Berechnung manches Schätzungen (wie die Größe der Elastizitätsziffer) oder Annahmen überlassen, die schwer zu prüfen sind (z. B. beim Bogen mit zwei Gelenken die Unverrückbarkeit der Kämpferpunkte). Für ebene Konstruktionen sind statisch bestimmte Fachwerke den statisch unbestimmten meistens vorzuziehen.

Für die Raumbauwerke dagegen sind die statisch unbestimmten Konstruktionen wegen ihrer größeren Steifigkeit im allgemeinen den statisch bestimmten vorzuziehen. Allerdings erhöht sich die Schwierigkeit und Umständ-

lichkeit der Berechnung durch Verwendung statisch unbestimmter Raumfachwerke wesentlich; diese Unbequemlichkeit liegt aber in der Natur der Aufgabe²⁰⁸⁾.

Die für die Erkenntnis und den Aufbau des statisch bestimmten Fachwerkes wichtigsten Ergebnisse sind bei der Besprechung der Holzdächer (Kap. 25) vorgeführt, und darauf kann hier verwiesen werden. Bemerket werden möge, daß die Binder fast ausnahmslos als Fachwerk hergestellt werden.

Obwohl grundsätzlich die Dachbinder mit zwei, drei und vier Auflagern gemeinsam behandelt werden können, soll die Behandlung aus praktischen Gründen gesondert erfolgen; ebenso gesondert diejenige der Balken-, Sprengwerks- und Ausleger-Dachbinder.

1) Balkendachbinder.

Die Balkendachbinder auf zwei Stützpunkten sind die bei weitem am meisten angewendeten, sowohl für Satteldächer, wie für Tonnen- und Pultdächer. Vieles, was für diese gilt, hat auch Bedeutung für die Dachbinder auf mehr als zwei Stützpunkten.

148.
Balken-
dachbinder
auf zwei
Stützpunkten.

Man macht stets das eine Auflager fest und das andere gegen die Unterlage beweglich. Dann ist die Zahl der Auflagerunbekannten $n = 2 + 1 = 3$, und die Stabzahl s des statisch bestimmten Fachwerkes muß, wenn, wie oben, k die Zahl der Knotenpunkte bedeutet, $s = 2k - 3$ sein. Außerdem muß das Fachwerk geometrisch bestimmt sein.

Das einfachste statisch bestimmte Fachwerk wird hier erhalten, indem man Dreieck an Dreieck reiht oder, vom einfachen Dreieck ausgehend, an dieses zwei einander in einem neuen Knotenpunkt schneidende Stäbe fügt, an die so gebildete Figur wieder zwei neue Stäbe mit einem neuen Knotenpunkte setzt u. s. w. Beispiele zeigen Fig. 288, 291, 293, 294, 296 u. a.

Eine vielfach verwendete Dachbinderform wird durch Zusammensetzung zweier einfacher Fachwerke gebildet. Setzt man zwei aus Dreiecken bestehende statisch bestimmte Stabsysteme derart zusammen, daß dieselben einen gemeinsamen Knotenpunkt haben, so muß man, um ein statisch bestimmtes Balkendach zu erhalten, einen neuen Stab zufügen, der einen Knotenpunkt des einen mit einem Knotenpunkt des anderen Systems verbindet. Der erhaltene Dachbinder ist als »Polonceau- oder Wiegmann-Dachbinder« bekannt (Fig. 443). Jedes einzelne Stabsystem bezeichnet man wohl als Scheibe; die Untersuchung, wie man durch verschiedene Verbindungen von Scheiben und Stäben neue Träger schaffen kann, die ebenfalls statisch bestimmt sind, hat zu sehr fruchtbaren Ergebnissen geführt, wegen deren u. a. auf die unten angegebene Quelle verwiesen wird²⁰⁹⁾.

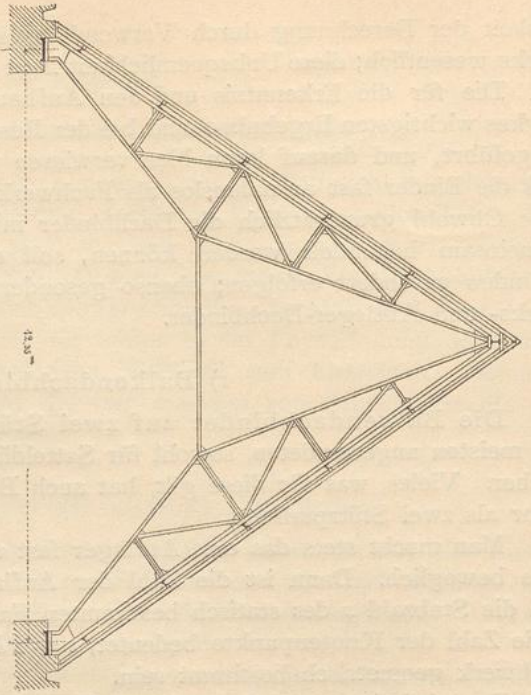
Die Formen der Dachbinder sind sehr verschiedenartig: in erster Linie ist die Gestalt der oberen Gurtung, dann diejenige der unteren Gurtung, endlich die Anordnung des Gitterwerkes wichtig.

Die obere Gurtung der Dachbinder wird meistens in die Dachfläche, bezw. möglichst nahe der Dachfläche gelegt, sowohl bei Balken-, wie bei Sprengwerks- und Auslegerdächern. Diese Anordnung ist empfehlenswert und im allgemeinen der selteneren Binderform vorzuziehen, bei welcher der Binder als besonderer Träger ausgebildet wird, auf welchen die Pfettenlast durch lotrechte

²⁰⁸⁾ MÜLLER-BRESLAU. Beitrag zur Theorie der Kuppel- und Turmdächer u. s. w. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1898, S. 1205 ff.

²⁰⁹⁾ LANDSBERG. Ueber Mittengelenkbalken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 629.

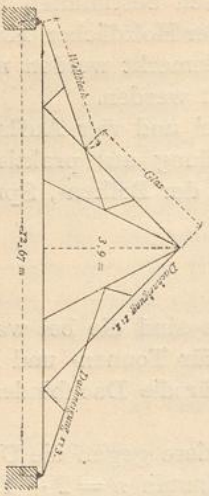
Fig. 443.



Von der Kirche zu Sachsenhausen.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

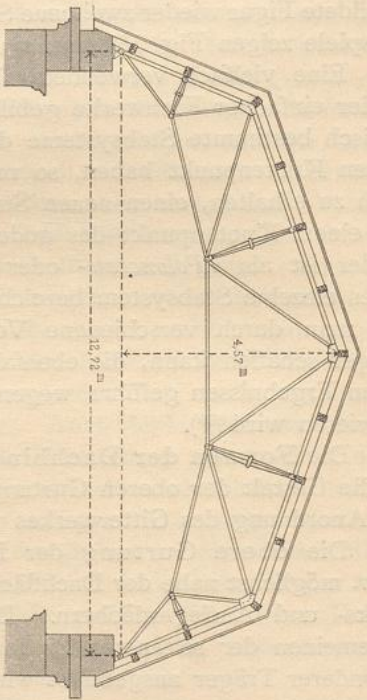
Fig. 445.



Von der Wagenreparaturwerkstätte zu Hannover.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

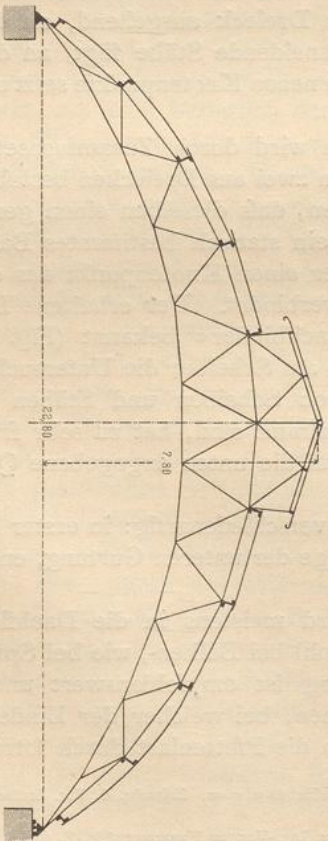
Fig. 444.



Vom Abbeys Mills Pumping Station 210.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

Fig. 446.



Vom Bahnsteigdach zu Elberfeld-Doepfersberg.

$\frac{1}{1500}$ w. Gr.

oder geneigte Pfosten übertragen wird. Erstere (Fig. 443, 444, 446 u. a.) ist deshalb zweckmäßiger, weil sie eine gute Aussteifung der gedrückten Gurtung durch die Pfetten und die in den Dachflächen liegende Windverstrebung bietet; bei der anderen Anordnung fehlt diese Aussteifung. Für Beanspruchung auf Zerknicken können die Knotenpunkte der oberen Gurtung bei der ersten Konstruktion als feste Punkte angesehen werden; bei der anderen Konstruktion sind diese Knotenpunkte wohl in der Binderebene fest, gegen Ausbiegen aus dieser Ebene aber nicht genügend gesichert.

Wenn die obere Gurtung in der Dachfläche liegt, so ist dieselbe, entsprechend der Sattelform des Daches, ebenfalls meistens sattelförmig (Fig. 443); aber auch bei mehreren, verschieden geneigten Dachflächen kann man die

Fig. 447.

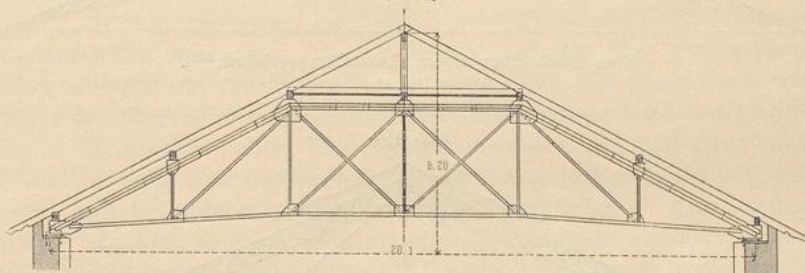
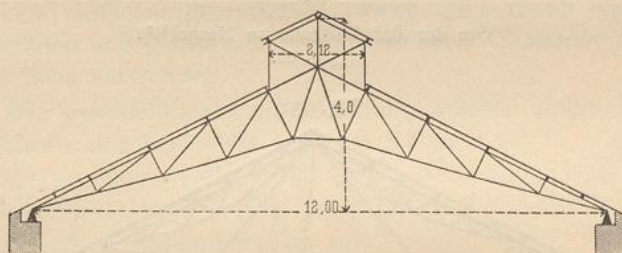
Vom Maschinenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²¹¹⁾. $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 448.



Vom Retortenhaus auf dem Bahnhof zu Hannover.

 $\frac{1}{150}$ w. Gr.

Binderform so wählen, daß die obere Gurtung der Dachfläche folgt. Ein Beispiel für einen ausspringenden Winkel zeigt Fig. 444 und für einen einspringenden Winkel Fig. 445. Bei einer größeren Zahl verschieden geneigter Dachflächen erhält man das sog. Sieldach (Fig. 446); man kann auch den mittleren Teil des Dachbinders nach Fig. 447²¹¹⁾ mit wagrechter oberer Gurtung konstruieren, wodurch der Binder eine Art Trapezträger wird.

Die untere Gurtung ist entweder geradlinig und wagrecht, oder sie bildet eine gebrochene, meistens nach oben gekrümmte Linie (Fig. 446 u. 449); unter Umständen ist sie auch wohl nach unten gekrümmt.

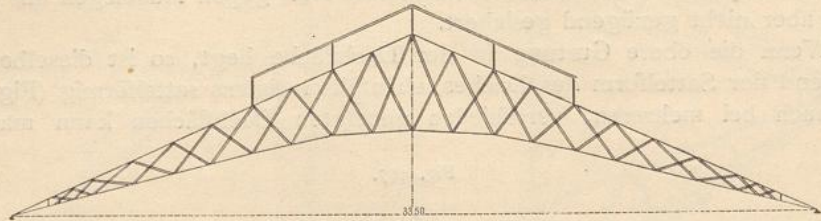
Das Gitterwerk der Dachbinder wird zweckmäßig aus zwei Scharen von Stäben gebildet; diese Scharen sind entweder beide geneigt (Fig. 446), oder eine

²¹⁰⁾ Nach: HUMBER. *A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction.* London 1866.

²¹¹⁾ Nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1881, Bl. 859.

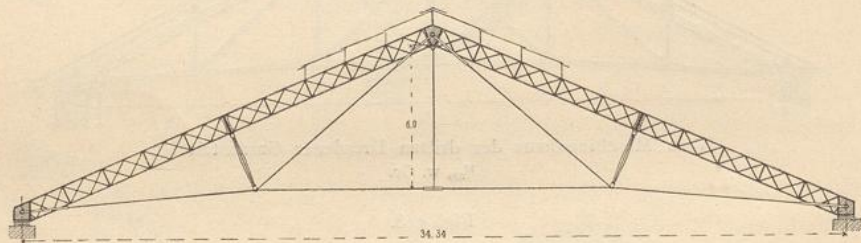
derselben ist lotrecht (Fig. 447), oder eine Schar steht senkrecht zur Dachfläche (Fig. 448). Für die letztgenannte Anordnung spricht, daß bei ihr die gedrückten Gitterstäbe verhältnismäßig kurz werden, was wegen der Zerknickungsgefahr günstig ist. Es kommen auch wohl gekreuzte Stäbe zwischen den lotrecht oder senkrecht zur Dachfläche angeordneten Pfosten vor, und zwar dann, wenn man

Fig. 449.



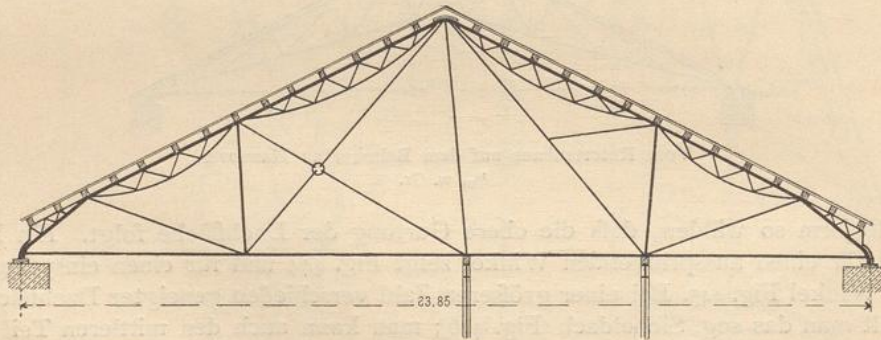
Vom Dach über einem Ausstellungsgebäude²¹²⁾,
 $\frac{1}{300}$ w. Gr.

Fig. 450.



Von der Bahnhofshalle zu Neapel²¹³⁾,
 $\frac{1}{300}$ w. Gr.

Fig. 451.



Vom Dach über dem Stadtverordnetensaal im Rathaus zu Berlin²¹⁴⁾,
 $\frac{1}{300}$ w. Gr.

stets nur gezogene Schrägstäbe haben will. Dann wirken die gekreuzten Schrägstäbe wie Gegendiagonalen, über welche das Erforderliche in Teil I, Band 1, zweite Hälfte (Statik der Hochbaukonstruktionen) dieses »Handbuches« gesagt ist. Im allgemeinen ist man neuerdings von der Anordnung der Gegendiagonalen —

²¹²⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1870, Bl. 23—24.

²¹³⁾ Nach ebendas, 1875, Bl. 47, 48.

²¹⁴⁾ Nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1869, Bl. 56.

Fig. 452.

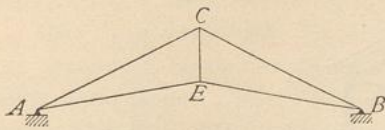
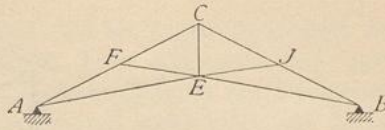


Fig. 453.



auch im Brückenbau — abgekommen und zieht es vor, die Schrägstäbe auf Zug und Druck zu beanspruchen; die Rücksichtnahme auf die Zerknickungsgefahr ist leicht, die wegen derselben erforderliche Querschnittsvergrößerung bei den Dachbindern in der Regel nicht sehr bedeutend, so daß man in der That besser nur zwei Scharen von Gitterstäben anordnet und von den Gegendiagonalen absieht. Auch Binder mit mehrfachem Gitterwerk kommen wohl vor, wenn auch selten (Fig. 449²¹²); diese Konstruktion ist statisch unbestimmt und nicht empfehlenswert.

Lastpunkte zwischen den Knotenpunkten des Fachwerkes sollen vermieden werden; durch die Lasten zwischen den Knotenpunkten werden in den Stäben der oberen Gurtung, welche diese Belastungen nach den Hauptknotenpunkten zu übertragen haben, Biegemomente erzeugt, und damit entsteht in der oberen Gurtung eine ungleichmäßige und ungünstige Spannungsverteilung. Wenn sich aus besonderen Gründen Zwischenlastpunkte — also Pfetten — als zweckmäßig ergeben, so ordne man für dieselben besondere Unterkonstruktionen, Fachwerksträger zweiter Ordnung, an, die von einem Knotenpunkt zum anderen reichen. Beispiele hierfür geben Fig. 450²¹³ u. 451²¹⁴. Die Fachwerksträger zweiter Ordnung können mit gekrümmten unteren Gurtungen als Parabelträger oder auch als Parallelträger konstruiert werden. Man erreicht hierdurch die Verwendung sehr einfacher Hauptträger, welche sich durch eine geringe Zahl von Knotenpunkten und große Klarheit auszeichnen. *Schwedler* hat diese Dachbinder mit Vorliebe verwendet.

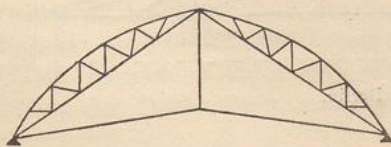
Infolge der geschichtlichen Entwicklung spielen einige Binderarten bei den Balkendächern eine besonders wichtige Rolle:

- α) das einfache Dreieckdach (Fig. 452);
- β) der deutsche Dachstuhl (Fig. 453);
- γ) der englische Dachbinder (Fig. 448);
- δ) der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachbinder (Fig. 443), und
- ε) der Sieldachbinder (Fig. 446).

Die Anordnung dieser Binder ist in Teil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 424, S. 389²¹⁵) dieses »Handbuches« vorgeführt, worauf hier Bezug genommen werden kann. Die Abbildungen sind zum Teile der dortigen Besprechung entnommen.

Beim einfachen Dreieckdach und beim deutschen Dachstuhl hat man vielfach Unterkonstruktionen angewendet. Ordnet man die Träger zweiter Ordnung beim einfachen Dreieckdach nach Fig. 454 an, so addieren sich die vom Hauptssystem in der oberen Gurtung vorhandenen Druckspannungen zu den im Träger zweiter Ordnung an derselben Stelle erzeugten Zugspannungen. Unter Umständen kann dadurch die Anordnung in Fig. 454 sehr vorteilhaft sein.

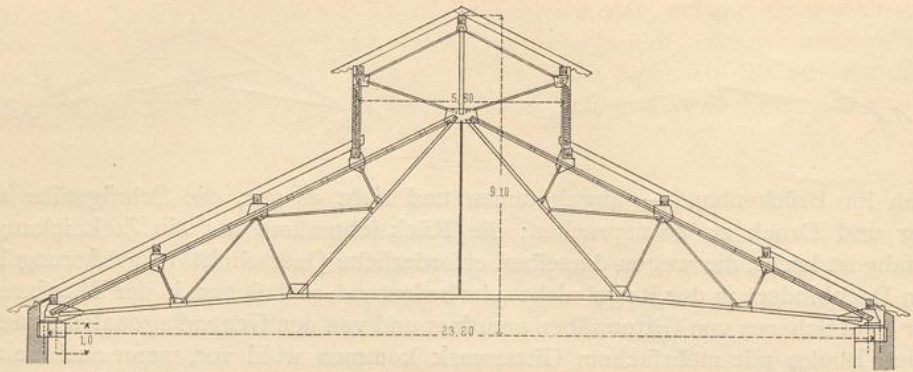
Fig. 454.



²¹⁵) 2. Aufl.: Art. 213, S. 196 u. 197; 3. Aufl.: Art. 215, S. 216.

²¹⁹.
Verschieden-
heit.

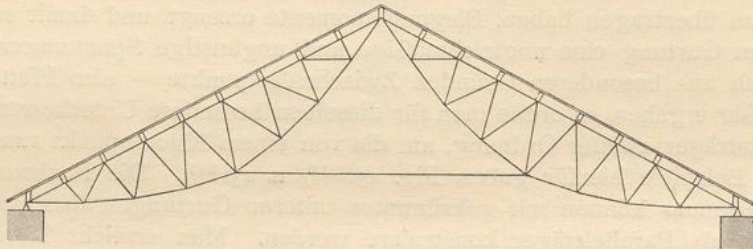
Fig. 455.



Vom Ofenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²¹⁶⁾.

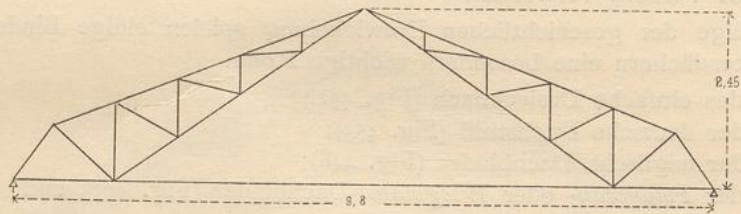
$\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 456.



Dachbindersystem *Arafol*²¹⁷⁾.

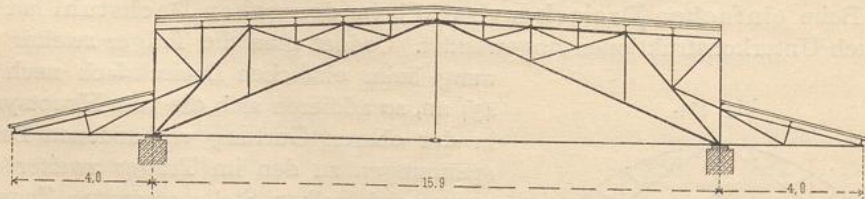
Fig. 457.



Vom Güterschuppen auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{100}$ w. Gr.

Fig. 458.



Vom neuen Packhof zu Berlin.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.

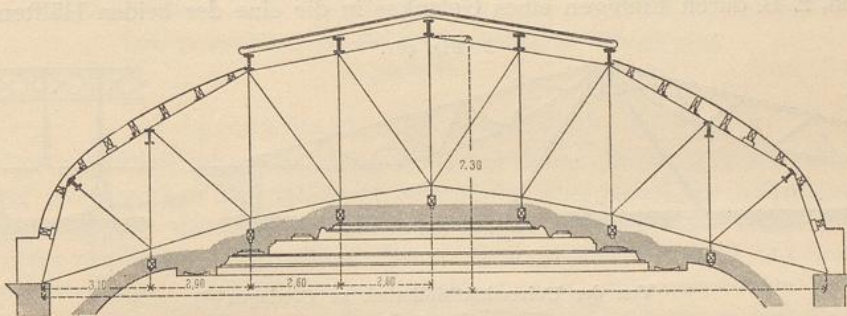
²¹⁶⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, Bl. 858.

²¹⁷⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1892, Bl. 46-47.

Beim englischen Dachbinder ist die eine Schar der Gitterstäbe meistens lotrecht oder senkrecht zur Dachfläche.

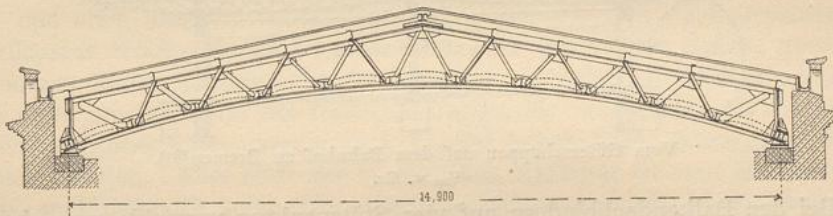
Der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachstuhl hat die Eigentümlichkeit, daß zwei genügend stark hergestellte Träger sich im First gegeneinander legen; wollte man keinen Stab weiter hinzufügen, so würde dadurch ein Dreigelenkträger entstehen, welcher nur mit zwei festen Auflagern stabil wäre und der auf die Auflagern große wagrechte Kräfte übertragen würde. Diese Kräfte werden durch einen weiteren Stab, der beide Hälften des Trägers miteinander verbindet, aufgehoben; nunmehr muß aber eines der beiden Auflagern beweglich gemacht werden, damit der Träger ein statisch bestimmter Balkenträger werde. Die gewöhnlichen Formen dieses Trägers sind in Fig. 443 u. 455²¹⁶⁾ dargestellt; nach der gegebenen Erklärung gehören aber auch die Dachbinder in Fig. 456²¹⁷⁾, 457 u. 458 hierher.

Fig. 459.



Vom großen Börsensaal zu Zürich²¹⁸⁾.
 $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 460.



Vom Wartesaal III. und IV. Klasse auf dem Bahnhof zu Bremen²¹⁹⁾.
 $\frac{1}{150}$ w. Gr.

Die Knotenpunkte der Sichelbinder werden gewöhnlich auf Parabeln oder Kreisbogen angeordnet. Einen Sichelbinder zeigt Fig. 446.

Wenn es sich um die Überdeckung weiter Räume handelt, in welche man nicht gut Stützen setzen kann, so benutzt man zweckmäßig die Dachbinder auch zum Tragen der Decken; man hängt die Decke an die Dachbinder. Alsdann richtet man sich wohl in der Form der Binder nach der Lage der Lastpunkte Fig. 451, 459²¹⁸⁾ und 460²¹⁹⁾ zeigen einige Dachbinder mit angehängten Decken. Unter Umständen kann man die untere Gurtung des Binders sofort zum Herstellen der Decke verwenden; eine solche Anordnung ist in Fig. 460 dargestellt,

150.
Dachbinder
mit angehängter
Decke.

²¹⁸⁾ Nach: Eisenbahn, Bd. 9, Beil. zu Nr. 8.

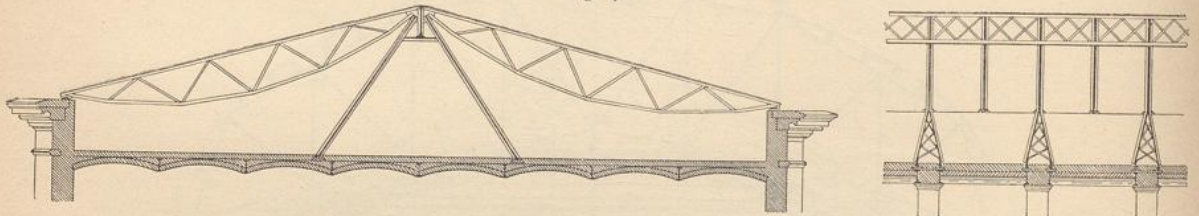
²¹⁹⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, Bl. 17.

wo die untere Gurtung der Dachbinder die eisernen Längsträger aufnimmt, zwischen welche die Deckengewölbe gespannt sind.

151.
Balken-
dachbinder
auf drei
Stützpunkten.

Wenn eine mittlere Unterstüzung des Binders möglich ist, so ordne man dieselbe an, setze also den Binder auf drei Stützpunkten; dabei vermeide man es aber, denselben als durchlaufenden (kontinuierlichen) Träger herzustellen, sondern mache ihn statisch bestimmt. Man kann dies erreichen, wenn man jede Binderhälfte für sich frei auflagert. Eine solche Anordnung ist in Fig. 461²²⁰⁾ dargestellt. Im First läuft ein durch besondere Stützen getragener Gitterträger durch, welcher den beiden Hälften des Dachbinders je ein Auflager bietet; die beiden anderen Auflager sind auf den Seitenmauern. Grundsätzlich ähnlich ist die Konstruktion in Fig. 462²²¹⁾; der mittelste Stab der oberen Gurtung ist beweglich angeschlossen, so daß er für die Berechnung als nicht vorhanden angesehen werden kann; man erhält so zwei getrennte Träger. Auch auf andere Weise kann man statisch bestimmte Binder auf drei Stützen herstellen, z. B. durch Einfügen eines Gelenkes in die eine der beiden Hälften.

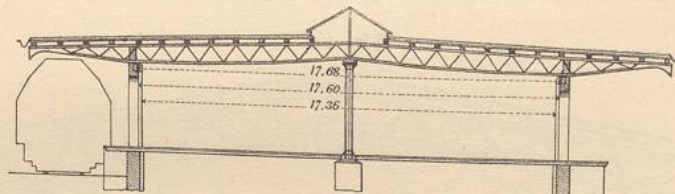
Fig. 461.



Von der Universitätsbibliothek zu Göttingen²²⁰⁾.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 462.



Vom Güterschuppen auf dem Bahnhof zu Bremen²²¹⁾.

$\frac{1}{300}$ w. Gr.

152.
Balken-
dachbinder
auf vier
Stützpunkten.

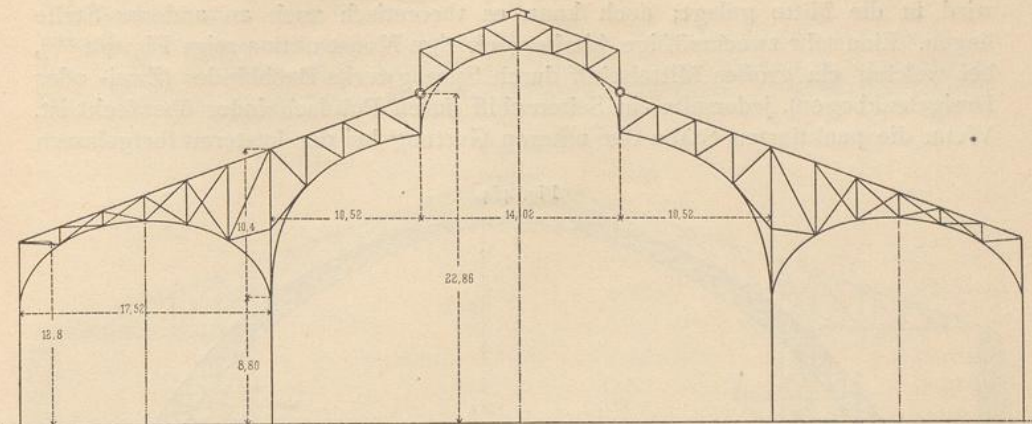
Bei den Balkendachbindern auf vier Stützpunkten vermeide man ebenfalls, die Binder als durchlaufende Träger auszuführen, stelle vielmehr über der mittleren Öffnung ein statisch bestimmtes Satteldach her und versehe die beiden äußeren Öffnungen mit statisch bestimmten Pultdachbindern. Ein Beispiel hierfür zeigt Fig. 224 (S. 81). Man kann so auch leicht eine basilikale Anlage mit hohem Seitenlicht erhalten, welche für Ausstellungshallen, Markthallen u. s. w. sehr geeignet ist (Fig. 225, S. 82).

Die statische Bestimmtheit wird auch durch Einfügen zweier Gelenke in die Mittelöffnung erreicht, wodurch man zwei seitliche Auslegerträger und einen zwischengehängten Mittelträger erhält. Ein schönes Beispiel zeigt Fig. 463; der eingehängte Träger muß ein Auflager mit Längsbeweglichkeit bekommen, da sonst das Ganze statisch unbestimmt wird; auch darf aus demselben Grunde von jedem Seitenträger nur ein Auflager fest sein.

²²⁰⁾ Nach ebendas, 1887, Bl. 5.

²²¹⁾ Faks.-Repr. nach ebendas, 1892, Bl. 25.

Fig. 463.



Vom Bergwerksgebäude der Weltausstellung zu Chicago 1893.

 $\frac{1}{500}$ w. Gr.

2) Sprengwerks- und Bogendachbinder.

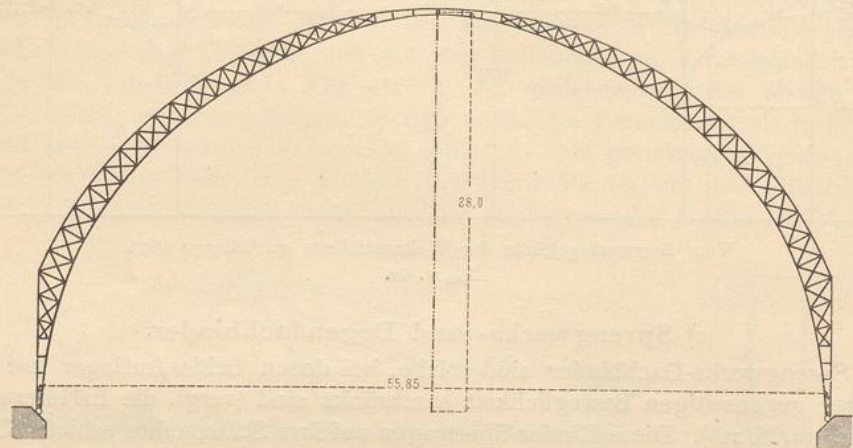
Sprengwerks-Dachbinder sind solche, bei denen beide Auflager fest oder in ihrer gegenseitigen Beweglichkeit beschränkt sind (vergl. die Erläuterungen in Art. 101, S. 126). Diese Binder übertragen auf ihre Stützpunkte schiefe Kräfte, welche für die Seitenmauern des Gebäudes desto gefährlicher sind, je höher die Stützpunkte liegen. Man ist deshalb bei den neueren, weit gespannten Sprengwerksdächern dazu übergegangen, die Auflager ganz tief zu legen, so daß die Fußpunkte der Binder sich sofort auf die Fundamente setzen. Solche Sprengwerksdächer mit tief liegenden Stützpunkten sind für weite Hallen (Bahnhofshallen, Markt- und Reithallen, Ausstellungsgebäude) die naturgemäßen Dachkonstruktionen und allen anderen vorzuziehen: sie halten von den Gebäudemauern die gefährlichsten Kräfte, die auf Umsturz wirkenden wagrechten Kräfte, ganz fern. Sie sind aus diesem Grunde auch den Balkendachbindern vorzuziehen, weil bei diesen sicher an der Seite des festen Auflagers die wagrechten Kräfte auf die Seitenmauern übertragen werden und bei der hohen Lage dieses Stützpunktes ungünstig wirken. Aber auch am beweglichen Auflager ist stets Reibung vorhanden, und demnach kann hier ebenfalls eine wagrechte Kraft übertragen werden. Thatsächlich ist man seit verhältnismäßig kurzer Zeit für die großen Hallen der Neuzeit von den Balkendachbindern (Sicheldächern, *Polonceau-* oder *Wiegmann-Dächern*) abgegangen und führt fast ausschließlich Sprengwerksdächer mit tief gelegten Stützpunkten aus.

Man kann die Sprengwerksbinder als statisch unbestimmte oder als statisch bestimmte Konstruktionen herstellen. Beide Stützpunkte sind fest, d. h. die Zahl der Auflagerunbekannten beträgt $n = 2 \cdot 2 = 4$. Da nur drei Gleichgewichtsbedingungen, also nur drei Gleichungen für die Berechnung dieser vier Unbekannten verfügbar sind, so ist der Binder nur dann statisch bestimmt, wenn seine Konstruktion eine weitere Bedingung vorschreibt. Ordnet man z. B. in dem Binder ein Gelenk an, so bedeutet dies, daß bei jeder beliebigen Belastung das Moment aller an der einen Seite des Gelenkes wirkenden äußeren Kräfte für diesen Gelenkpunkt gleich Null sein muß. Damit ist eine vierte Gleichung gegeben, der Binder demnach jetzt statisch bestimmt, Fig. 464 u.

153.
Sprengwerks-
Dachbinder.

465²²²⁾ zeigen einige neuere Beispiele solcher Dreigelenk-Dachbinder; das Gelenk wird in die Mitte gelegt; doch kann es theoretisch auch an anderer Stelle liegen. Eine sehr zweckmäßige, hierher gehörige Konstruktion zeigt Fig. 466²²³⁾, bei welcher ein großes Mittelschiff durch Sprengwerks-Dachbinder (Zwei- oder Dreigelenkbogen), jederseits ein Seitenschiff durch Pultdachbinder überdeckt ist. Wenn die punktierten Stäbe der unteren Gurtung bei den letzteren fortgelassen

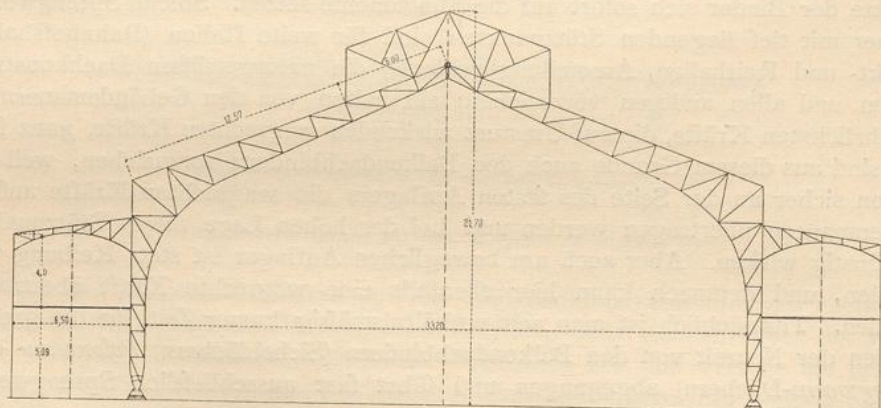
Fig. 464.



Von der großen Halle auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.

$\frac{1}{500}$ w. Gr.

Fig. 465.



Von der Markthalle zu Hannover²²²⁾.

$\frac{1}{400}$ w. Gr.

werden, so sind diese Binder statisch bestimmt; gewöhnlich wird man diese Stäbe aber anbringen und an einer Seite mit Schrauben und länglichen Löchern anschließen. Dann ist genügende Beweglichkeit, so daß die Träger wie einfache Pultdachträger wirken. — Wird der Sprengwerksbinder ohne Mittelgelenk ausgeführt und werden die punktierten Stäbe fest angeschlossen, so ist die gesamte Konstruktion dreifach statisch unbestimmt.

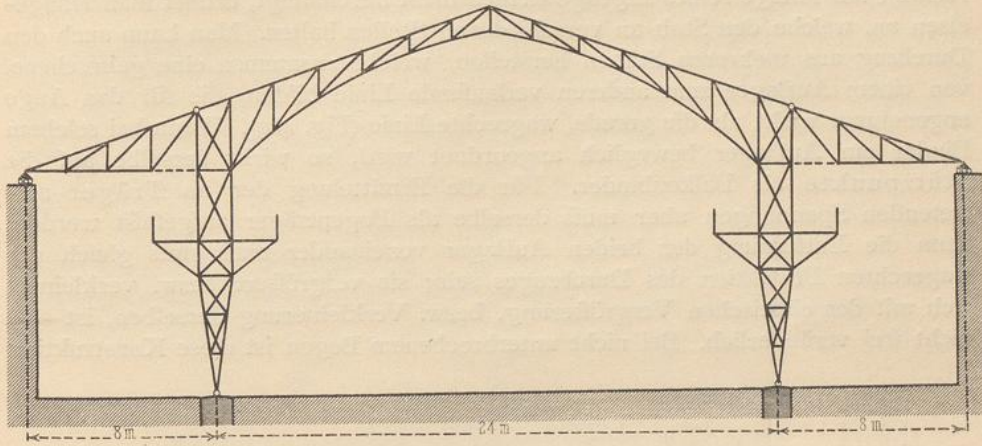
²²²⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, Bl. 11.

²²³⁾ Nach: Deutsche Bauz. 1897, S. 468.

Eigenartig und kühn ist die in Fig. 467 vorgeführte Dachkonstruktion der Olympiahalle zu London²²⁴).

Der mittlere Raum ist durch ein Sprengwerks- (Bogen-) Dach ohne Scheitelgelenk, von 51,80 m Kämpferweite, überspannt; um die Unterstüzungen der großen Binder möglichst leicht erscheinen zu lassen, leitete man den Bogenschub des Daches in Höhe der Seitendächer *AF* durch diese auf steife

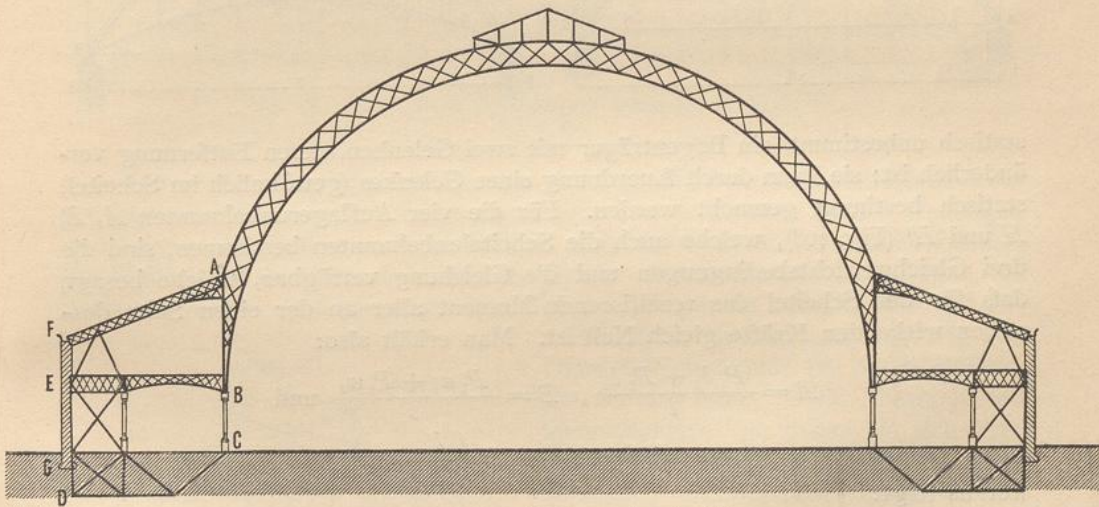
Fig. 466.



Von der Maschinenhalle der Ausstellung zu Stockholm²²³).

$\frac{1}{300}$ w. Gr.

Fig. 467.



Von der Olympiahalle zu London²²⁴).

$\frac{1}{500}$ w. Gr.

Rahmen. Jeder dieser Rahmen besteht aus einem durch Diagonalen verkreuzten Felde, welches sich auf einen Querträger *GDC* aus Fachwerk setzt, dessen vorderes Ende *C* durch die Säule *BC* des Dachbinders belastet ist. Die Säule *BC* hat oben wie unten Kugelgelenke; der Hebel *GDC* ist in Beton gebettet. Auch bei *A* ist gelenkförmiger Anschluss.

²²³) Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 447. — MERTENS, L. Eiserne Dächer und Hallen in England. Berlin 1899.

154.
Bogen-
dachbinder
mit
Durchzügen.

Zu den Sprengwerks-Dachbindern können auch die Bogendachbinder mit Durchzügen gerechnet werden, welche ebenfalls für weite Hallen vielfach Anwendung gefunden haben. Die Bogenbinder sind Sprengwerke, welche Schub auf die Auflager ausüben; dieser für das Mauerwerk gefährliche Schub wird durch den Durchzug aufgehoben, welcher in einfachster Weise aus einem wagrechten Stabe bestehen kann, der beide Auflager verbindet. Damit der wagrechte Stab infolge seines Eigengewichtes nicht durchhängt, ordnet man Hängeeisen an, welche den Stab an verschiedenen Stellen halten. Man kann auch den Durchzug aus mehreren Stäben herstellen, welche zusammen eine gebrochene, von einem Auflager zum anderen verlaufende Linie bilden, die für das Auge angenehmer wirkt als die gerade, wagrechte Linie (Fig. 469). Wenn bei solchem Binder ein Auflager beweglich angeordnet wird, so wirkt derselbe auf die Stützpunkte als Balkenbinder. Für die Ermittlung der im Träger auftretenden Spannungen aber muß derselbe als Bogenträger aufgefaßt werden; denn die Entfernung der beiden Auflager voneinander muß stets gleich der wagrechten Projektion des Durchzuges sein; sie vergrößert sich mit der elastischen Vergrößerung, bezw. verkleinert sich mit der elastischen Vergrößerung, bezw. Verkleinerung derselben, ist also nicht frei veränderlich. Bei nicht unterbrochenem Bogen ist diese Konstruktion

Fig. 468.

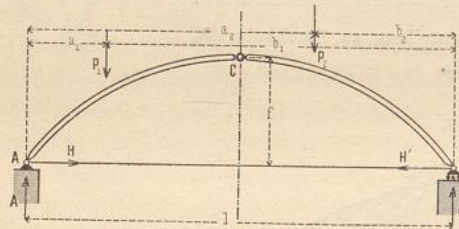
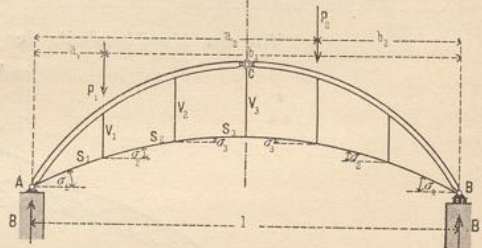


Fig. 469.



statisch unbestimmt, ein Bogenträger mit zwei Gelenken, deren Entfernung veränderlich ist; sie kann durch Anordnung eines Gelenkes (gewöhnlich im Scheitel) statisch bestimmt gemacht werden. Für die vier Auflagerunbekannten A , B , H und H' (Fig. 468), welche auch die Scheitelunbekannten bestimmen, sind die drei Gleichgewichtsbedingungen und die Gleichung verfügbar, welche besagt, daß für den Scheitel das resultierende Moment aller an der einen Seite desselben wirkenden Kräfte gleich Null ist. Man erhält also:

$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{l}, \quad B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2}{l} \quad \text{und}$$

$$0 = -Hf + A \frac{l}{2} - P_1 \left(\frac{l}{2} - a_1 \right),$$

woraus folgt:

$$H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f},$$

$$H' = H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f}.$$

Wenn der Durchzug aus einer Anzahl von Stäben besteht, welche eine gebrochene Linie bilden, so kann man A , B , H und H' ähnlich ermitteln, wie soeben gezeigt ist, und danach die Spannungen in den Stäben des Durchzuges aus der Bedingung finden, daß die wagrechte Seitenkraft der Spannung jeden

Stabes gleich H ist. Wenn man die Höhe des Sichelpfeiles (Fig. 469) mit f_1 bezeichnet, so erhält man

$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{l}, \quad B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2}{l}, \quad H = \frac{1}{f_1} \left[A \frac{l}{2} - P_1 \left(\frac{l}{2} - a_1 \right) \right],$$

woraus sich mit dem Werte für A ergibt:

$$H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f_1}.$$

Die Spannungen im Durchzug sind bezw.

$$S_1 = \frac{H}{\cos \sigma_1} \quad \text{und} \quad S_2 = \frac{H}{\cos \sigma_2}, \quad \dots \dots \dots 11.$$

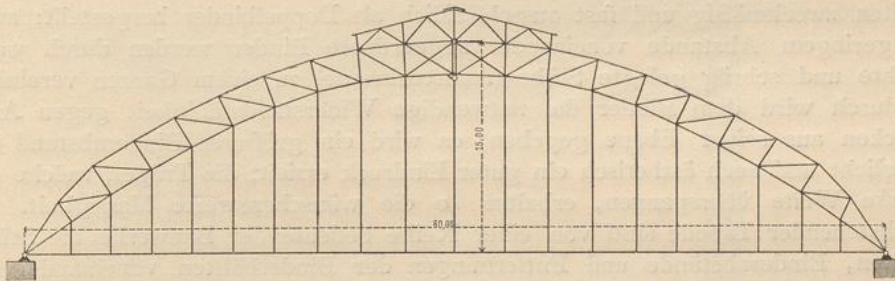
diejenigen in den Hängeeisen

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= H (\operatorname{tg} \sigma_1 - \operatorname{tg} \sigma_2) \\ V_2 &= H (\operatorname{tg} \sigma_2 - \operatorname{tg} \sigma_3) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 12.$$

und

In ähnlicher Weise ergeben sich auch die durch Windbelastungen erzeugten Auflagerdrücke und Spannungen der Zugstange, sowie der Hängeeisen.

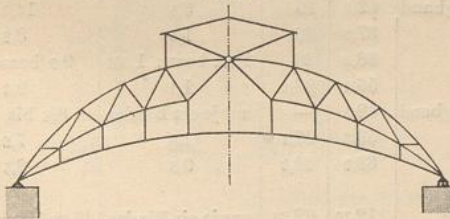
Fig 470.



Von der großen Halle des Anhalter Bahnhofes zu Berlin²²⁵⁾.
1/500 w. Gr.

Durch die Hängeeisen werden auf die Bogenhälften Zugkräfte übertragen; um diese und die sonstigen Belastungen ertragen zu können, müssen die Bogen steif hergestellt werden, d. h. so, daß sie Biegemomente aufnehmen können. Bei kleinen Spannweiten stellt man die Bogen als vollwandige Blechträger, bei größeren Weiten als Gitterträger her. Ein hervorragendes Beispiel eines Bogendachbinders mit Durchzug zeigt Fig. 470.

Fig. 471.



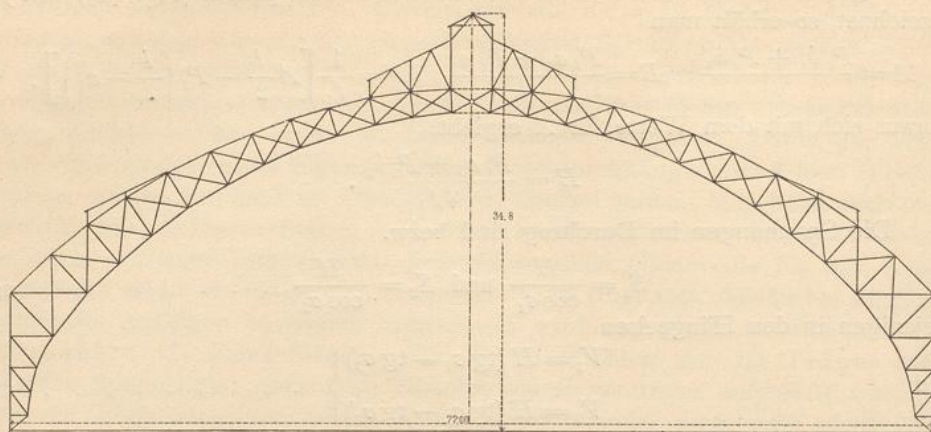
Diese Dächer ähneln bei oberflächlicher Betrachtung den oben betrachteten Sicheldächern, von denen sie sich aber vorteilhaft durch das Fehlen der verwirrenden Schrägstäbe unterscheiden, wodurch das Ganze in der Wirkung viel ruhiger ist als bei jenen. Hierher gehört auch die in Fig. 471 dargestellte Form.

Die Berechnung der gelenklosen Bogen mit Durchzug ist etwas umständlich; bezüglich derselben wird auf die Lehrbücher über statisch unbestimmte Konstruktionen, insbesondere über Bogenträger verwiesen.

Sprengrwerks- und Bogenbinder mit Durchzügen werden für große Spann-

²²⁵⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, Bl. 9.

Fig. 472.



Von der großen Bahnhofshalle der Pennsylvania-Eisenbahn zu Jersey City.

 $\frac{1}{1000}$ w. Gr.

weiten zweckmäßig und fast ausschließlich als Doppelbinder hergestellt: zwei in geringem Abstände voneinander angeordnete Binder werden durch wagrechte und schräg gelegte Stäbe (Andreskreuze) zu einem Ganzen vereinigt. Dadurch wird dem Binder die notwendige Widerstandsfähigkeit gegen Ausknicken aus seiner Ebene gegeben; es wird ein größerer Binderabstand ermöglicht und auch ästhetisch ein guter Eindruck erzielt; die Träger, welche die große Weite überspannen, erhalten so die wünschenswerte Massigkeit. In nachstehender Tabelle sind von einer Reihe bedeutender Bauwerke die Stützweiten, Binderabstände und Entfernungen der Binderhälften voneinander zusammengestellt.

Hauptabmessungen einiger neuerer großer Bogendächer.

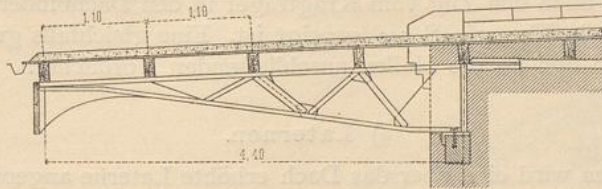
Nr.	Bezeichnung des Bauwerkes	Binderart	Stützweite	Pfeilhöhe	Abstand der Teilbinder	Abstand der Hauptbinder von Achse zu Achse
1	Anhalter Bahnhof zu Berlin . .	Dreigelenkbogen m. Zugband	62,5	15	3,5	14,0
2	Bahnhof Alexanderplatz zu Berlin	Dreigelenkbogen	37,5	20	1,5	8,8
3	Bahnhof Friedrichsstraße zu Berlin	»	36,0	20	1,972 bzw. 1,001	9,9 bzw. 9,0
4	Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.	»	56,0	28,6	1,1	9,3
5	Centralbahnhof zu Mainz	Dreigelenkbogen m. Zugband	42,5	—	nur je ein Binder	8,8 bis 14,8
6	Hauptbahnhof zu Bremen	Zweigelenkbogen	59,3	27,1	1,0	7,2
7	Hauptbahnhof zu Köln	»	63,9	24,0	0,8	8,5
8	<i>Manufacture building</i> auf der Weltausstellung zu Chicago 1893	Dreigelenkbogen	112,16	62,28	nur je ein Binder	15,24 bzw. 22,86
9	Maschinenhalle zu Paris auf der Weltausstellung 1889	»	110,6	44,99	—	21,5
10	Bahnhalle zu New-Jersey (Fig. 472)	» mit Zugband	77,0	27,3	4,42	17,68
11	Markthalle zu Hannover	» (Einzelbind.)	34,06	18,2	nur je ein Binder	6,44
Meter						

3) Ausleger- oder Kragdachbinder.

Die Auslegerbinder sind nur an einer Seite aufgelagert und übertragen unter Umständen bedeutende Zugkräfte auf die Gebäudemauern (vergl. Teil I, Band 1, zweite Hälfte [Art. 447, S. 415²²⁶⁾] dieses »Handbuches«). Sie müssen

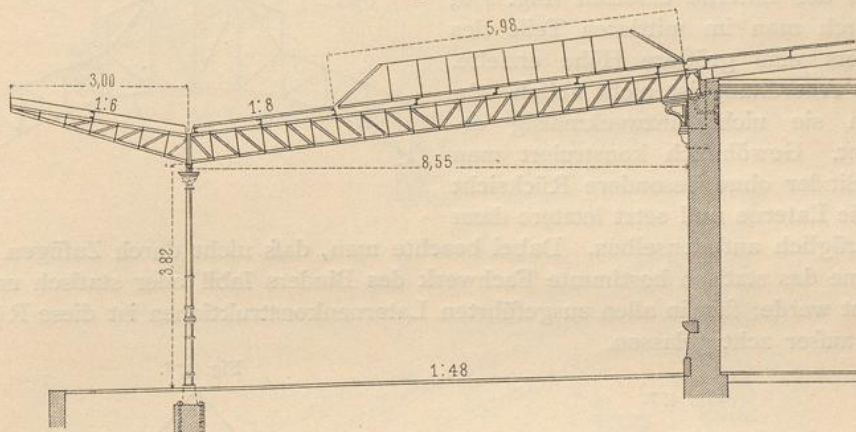
155.
Ausleger-
binder.

Fig. 473.



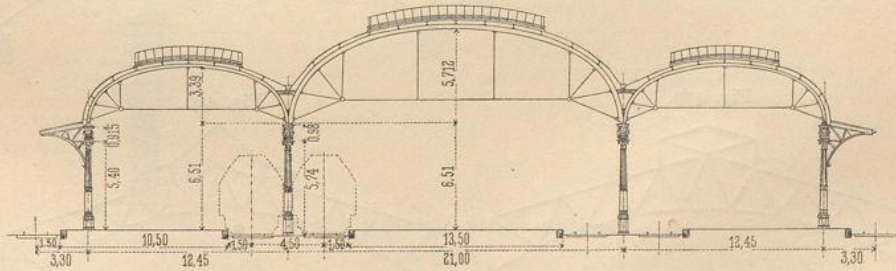
Vom Bahnhof zu Bremen.
 $\frac{1}{25}$ w. Gr.

Fig. 474.



Vom Bahnhof zu Duisburg.
 $\frac{1}{125}$ w. Gr.

Fig. 475.



Von der Bahnhofshalle zu Münster i. W.
 $\frac{1}{400}$ w. Gr.

kräftig verankert werden. Man verwendet sie vielfach für Bahnsteigüberdeckungen von geringer Breite, Vordächer, bei Güterschuppen u. dergl. Fig. 473 zeigt ein solches Beispiel; die Ausladung beträgt 4,40 m.

²²⁶⁾ 2. Aufl.: Art. 236, S. 222; 3. Aufl.: Art. 238, S. 243.

Wenn möglich, soll man die Zugkräfte vom Mauerwerk fernhalten; Fig. 474 zeigt, wie dies erreicht werden kann. Der Bahnsteigbinder ruht aufer auf dem Seitenmauerwerk des Gebäudes noch auf einer Säule, über welche hinaus er verlängert ist; diese Verlängerung bildet den Kragbinder. Der Träger muß über der Säule genügend stark sein, um das hier auftretende (negative) Moment des Kragträgers aufnehmen zu können.

Man kann auch den Zug vom Kragträger in den Dachbinder des Gebäudes führen, wie dies in Fig. 458 (S. 214) gezeigt ist. Eine gleichfalls gute Anordnung zeigt Fig. 475 in den an die Hallen anschließenden Vordächern.

4) Laternen.

156.
Laternen.

Nicht selten wird eine über das Dach erhöhte Laterne angeordnet; dieselbe wird auf die obere Gurtung des Binders gesetzt. Man könnte auf die Breite der Laterne die obere Gurtung des Binders fortfallen lassen und durch diejenige der Laterne ersetzen (Fig. 476), wodurch man im mittleren Teile des Trägers eine grössere Höhe erzielte. Diese Anordnung ist nicht üblich, obgleich sie nicht unzweckmäsig erscheint. Gewöhnlich konstruiert man den Binder ohne besondere Rücksicht auf die Laterne und setzt letztere dann nachträglich auf denselben. Dabei beachte man, daß nicht durch Zufügen der Laterne das statisch bestimmte Fachwerk des Binders labil oder statisch unbestimmt werde; fast in allen ausgeführten Laternenkonstruktionen ist diese Rücksicht aufer acht gelassen.

Fig. 476.

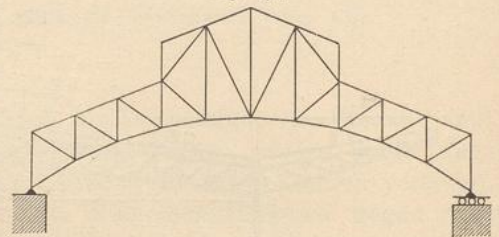


Fig. 478.

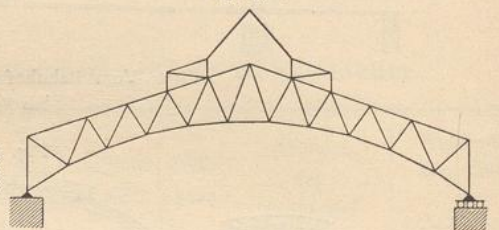


Fig. 477.

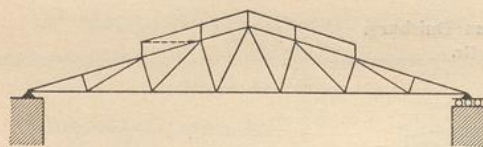


Fig. 479.

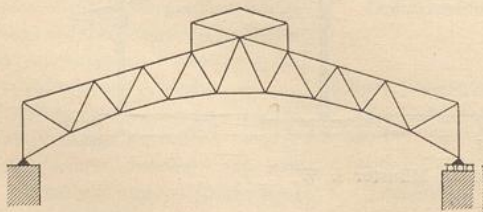
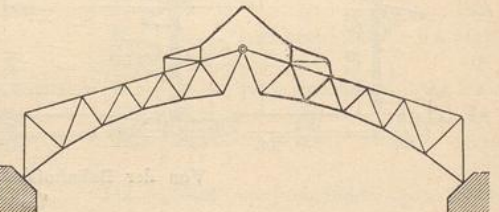


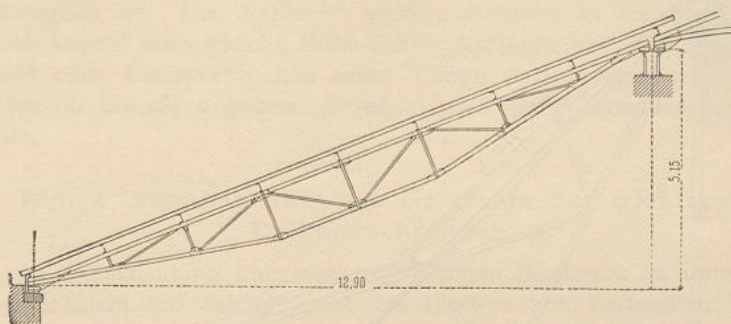
Fig. 480.



In einfachster Weise setzte man auf die Knotenpunkte der oberen Gurtung Pfosten, welche an ihren oberen Enden durch Stäbe verbunden wurden (Fig. 477). Es leuchtet ein, daß das Fachwerk hierdurch labil wird; die im Beispiel hinzugefügte Zahl der Knotenpunkte ist 5; die hinzugefügte Zahl der Stäbe muß

also (siehe Art. 81, S. 103) gleich 10^3 sein; es sind aber nur 9 Stäbe hinzugefügt. Man sieht leicht, daß das Fachwerk durch Einfügen einer Diagonale statisch bestimmt gemacht werden kann. Die Diagonale kann in jedem der viereckigen Felder angeordnet werden, aber nur in einem derselben ist sie erforderlich (in Fig. 477 ist sie einpunktirt); ordnet man mehrere Diagonalen an, so wird das Fachwerk statisch unbestimmt.

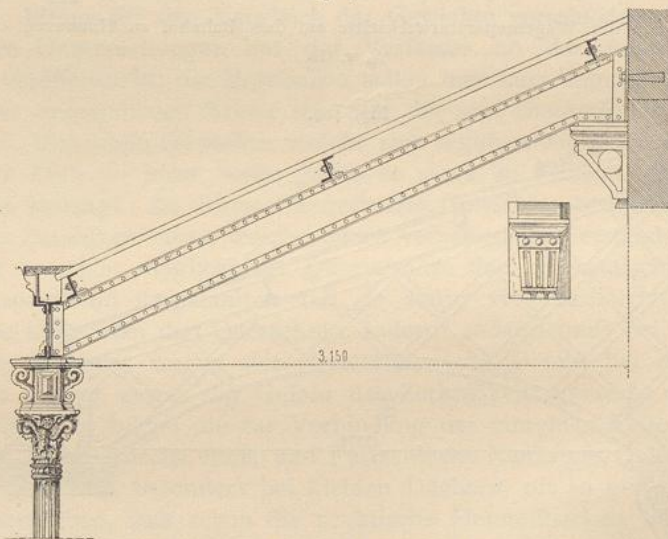
Fig. 481.



Von der Schmiedewerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{75}$ w. Gr.

Fig. 482.



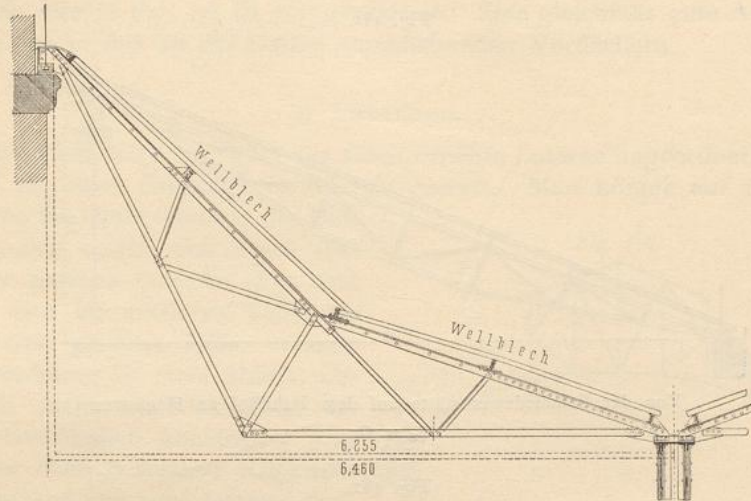
Von der Bahnsteighalle zu Ruhrort.

$\frac{1}{40}$ w. Gr.

Beachtet man, daß der Binder ohne die Laterne statisch bestimmt war und daß ein Fachwerk diese Eigenschaft behält, wenn man nach und nach stets zwei neue Stäbe und einen neuen Knotenpunkt hinzufügt, so erkennt man, daß die in Fig. 478 u. 479 schematisch gezeichneten Binder statisch bestimmt sind. Bei Fig. 479 darf der mittlere Pfosten nicht angeordnet werden; derselbe würde einen überzähligen Stab bilden. Bei flacher Dachneigung erzeugen die lotrechten Lasten des Firstknotenpunktes in den am First zusammentreffenden Gurtungsstäben

der Laterne große Spannungen. Es steht aber nichts im Wege, diese beiden Stäbe steiler zu stellen und so die Spannungen zu verringern (Fig. 478). Die in Fig. 446, 448 u. 455 veranschaulichten Laternenkonstruktionen zeigen nach Vorstehendem je einen überzähligen Stab, den man besser fortläßt. Die ange-

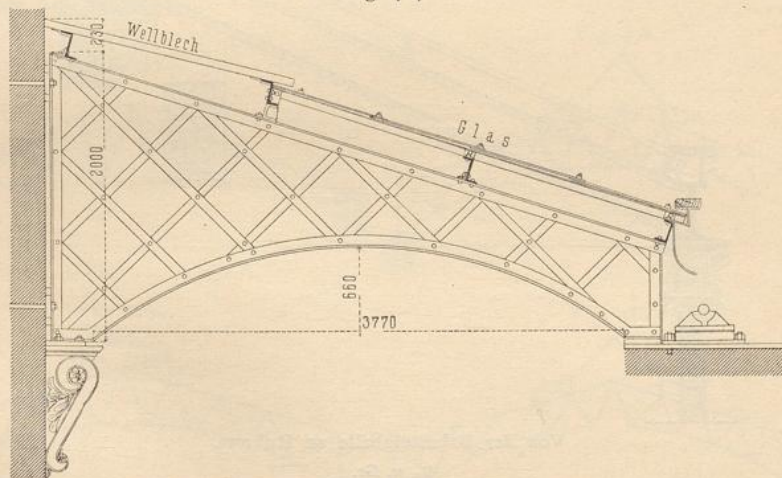
Fig. 483.



Von der Wagenreparaturwerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{25}$ w. Gr.

Fig. 484.



Vom Bahnsteigdach auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{100}$ w. Gr.

gebene Regel gilt allgemein, also auch, wenn der Binder ein Dreigelenkbogen ist (Fig. 480).

Etwas anders, aber nach demselben Grundgedanken, ist die Laterne der Markthalle zu Hannover (Fig. 465) gebildet; jede statisch bestimmte Hälfte des Dreigelenkbogens ist durch ein statisch bestimmtes Fachwerk vermehrt; beide

aufgesetzte Laternenhälften sind aber nicht miteinander verbunden; nur im Scheiteltgelenk hängen die beiden Binderhälften miteinander zusammen; das ganze Fachwerk ist statisch bestimmt.

5) Pultdachbinder.

Bei den eisernen Dächern sind die Binder der Pultdächer einfache Träger, wie diejenigen der Satteldächer, und werden zweckmäßig als Balkenträger hergestellt; man ordne deshalb ein Auflager fest, das andere in der wagrechten Ebene beweglich an. Die Auflager werden meistens in verschiedene Höhen gelegt; doch kommt auch gleiche Höhe beider Auflager vor. Die Binder können Blechbalken oder Fachwerkbalken sein. Einige Anordnungen solcher Binder sind in Fig. 481 bis 484 gegeben; dieselben sind ohne besondere Erläuterung verständlich.

157.
Pultdach-
binder.

6) Einige Angaben über die Gewichte der wichtigsten Balkendachbinder.

Bei der Entscheidung über die zu wählende Binderart ist unter anderem auch die Rücksicht auf das Gewicht des Binders von Bedeutung; denn das Gewicht bestimmt in gewissem Maße auch die Kosten. Allerdings kann ein leichtes, aber komplizierteres Dach teurer sein als ein schwereres einfaches. Jedenfalls aber ist es erwünscht, auch ohne genauen Entwurf bereits das Gewicht des Daches ungefähr angeben zu können. Leider ist dieses Gebiet noch wenig bearbeitet. Einige für den Vergleich der Gewichte verschiedener Balkendächer verwertbare Untersuchungen hat der Verfasser an der unten angegebenen Stelle ²²⁷⁾ veröffentlicht; die Ergebnisse sollen hier kurz angeführt werden.

158.
Theoretisches
Gewicht.

In der angegebenen Arbeit sind nur die sog. theoretischen Gewichte ermittelt, d. h. diejenigen Gewichte, welche sich ergeben würden, wenn es möglich wäre, jeden Stab an jeder Stelle genau so stark zu machen, wie die Kräftewirkung es verlangt. Zu diesen theoretischen Gewichten kommen noch ziemlich bedeutende Zuschläge hinzu, welche durch verschiedene Umstände bedingt sind. Einmal ist es nicht möglich, die Querschnitte dem theoretischen Bedürfnisse genau entsprechend zu gestalten und sie stetig veränderlich zu machen; nur stufenweise kann man den Querschnitt ändern; sodann muß bei den gezogenen Stäben ein Zuschlag wegen der Nietverschwächung und bei den gedrückten Stäben ein solcher wegen der Gefahr des Zerknickens gemacht werden. Einen weiteren Zuschlag bilden die zur Verbindung der einzelnen Teile und Stäbe erforderlichen Knotenbleche, Stofs- und Futterbleche, Nietköpfe, Gelenkbolzen u. s. w. Endlich erhält man, besonders bei kleinen Dächern, oft so geringe theoretische Querschnittsflächen, daß schon die praktische Herstellbarkeit bedeutende Vergrößerung bedingt.

Vergleicht man bei einer Reihe ausgeführter Dächer die wirklichen Gewichte mit den aus den Formeln erhaltenen theoretischen Gewichten, so kann man die sog. Ausführungsziffern (Konstruktionskoeffizienten), d. h. die Zahlenwerte finden, mit denen die theoretischen Werte multipliziert werden müssen, um die wirklichen Gewichte zu ergeben. Die Ausführungsziffern sind noch nicht ermittelt; sie sind für die verschiedenen Binderformen und für die verschiedenen

159.
Konstruktions-
koeffizient.

²²⁷⁾ In: LANDSBERG, TH. Das Eisengewicht der eisernen Dachbinder. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 105. — Auch als Sonderabdruck erschienen; Berlin 1885.

Tabelle der Werte für C .

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$					$\frac{1}{3}$					$\frac{1}{4}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,525	1,649	1,8	1,778	1,248	1,774	1,867	1,967	1,986	1,325	2,088	2,227	2,175	2,278	1,489
» $= \frac{1}{20}$	1,654	1,767	1,911	1,889	1,30	2,03	2,151	2,159	2,218	1,458	2,52	2,706	2,49	2,698	1,743
» $= \frac{1}{15}$	1,707	1,824	1,952	1,942	1,323	2,135	2,26	2,24	2,323	1,522	2,724	2,939	2,63	2,801	1,871
» $= \frac{1}{10}$	1,825	1,950	2,05	2,053	1,384	2,40	2,60	2,445	2,581	1,681	3,262	3,631	3,01	3,428	2,221
» $= \frac{1}{8}$	1,931	1,949	2,134	2,151	1,439	2,46	2,896	2,62	2,832	1,847					
» $= \frac{1}{7}$	2,017	2,04	2,20	2,236		2,89	3,033	2,782	3,061						
» $= \frac{1}{6}$		2,324	2,30	2,361	1,569		3,641	3,05	3,444	2,258					
» $= \frac{1}{5}$		2,595	2,47	2,578											
» $= \frac{1}{4}$		3,154	2,775	3,028											

Stützweiten, ja sogar nach dem Geschick des Konstrukteurs verschieden und nehmen bei wachsender Stützweite ab. Für einen Vergleich der verschiedenen Binderarten sind übrigens die Ausführungsziffern nicht von sehr großer Bedeutung; die für die theoretischen Gewichte gefundenen Ergebnisse können deshalb für den Vergleich — allerdings mit Vorsicht — verwertet werden.

160.
Bindergewicht.

In der erwähnten Abhandlung wurden untersucht: der englische Dachstuhl, der *Wiegmann-* oder *Polonceau-*Dachstuhl, das Dreieckdach, das deutsche Dach, das Sieldach. Beim Dreieck- und deutschen Dach sind auch die Anordnungen mit Unterkonstruktionen in Betracht gezogen. Bezeichnet man mit l die Stützweite des Dachbinders, e die Entfernung der Dachbinder voneinander, f die Firsthöhe und f_1 die Mittenhöhe der unteren Gurtung, beides über der wagrechten Verbindungslinie der Auflager gemessen, q die Gesamtbelastung für das Quadr.-Meter der Grundfläche (Eigengewicht, Schnee und lotrechte Seitenkraft des Winddruckes), K die als zulässig erachtete Beanspruchung des Eisens für 1^{qm} (in Tonnen), C eine Zahl (der Wert von C ist je nach der Dachform und Dachneigung verschieden) und sind alle Werte auf Meter, bzw. Kilogramm bezogen, so ergibt sich als theoretisches Bindergewicht für das Quadr.-Meter überdeckter Fläche

$$g' = 0,0014 Cql.$$

Aus der Formel für g' ersieht man, dass das Bindergewicht für das Quadr.-Meter Grundfläche von der ersten Potenz der Stützweite abhängig, dagegen vom Binderabstand e unabhängig ist. Die Werte für C sind in den beiden obestehenden Tabellen zusammengestellt; in denselben gilt jedesmal:

Spalte I für den englischen Dachstuhl,

Spalte II für den *Wiegmann-* oder *Polonceau-*Dachstuhl mit 16 Feldern,

Spalte III für das Dreieckdach und

Spalte IV für das deutsche Dach;

bei den beiden letzteren sind als Träger zweiter Ordnung Parabelträger mit dem Pfeilverhältnis 1:6 angenommen; die obere, gedrückte Gurtung des Parabelträgers ist mit der Druckgurtung des Fachwerkes zusammengelegt; es ist also nicht die denkbar günstigste Anordnung gewählt, weil dieselbe doch wenig ausgeführt wird.

Spalte V gilt für das Sieldach mit Gitterwerk aus lotrechten Pfosten und Schrägfläben.

Tabelle der Werte für C .

$\frac{f_1}{l} =$	$\frac{1}{5}$					$\frac{1}{6}$					$\frac{1}{8}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	2,425	2,705	2,50	2,603	1,687	2,775	2,974	2,63	2,944	1,903	3,494	3,817	3,11	3,653	2,359
» = $\frac{1}{20}$	3,112	3,401	2,884	3,278	2,114	3,797	4,239	3,35	4,018	2,57					
» = $\frac{1}{15}$	3,47	3,815	3,10	3,62	2,345										

Der Vergleich der Werte für C lehrt:

α) Das Sieldach (V) ist bezüglich des Eisenverbrauches von den betrachteten die beste Konstruktion. Sieht man von dem für die Ausführung des Sieldaches wenig geeigneten Pfeilverhältnis $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ ab, so beträgt die Eisenersparnis beim Sieldach gegenüber dem englischen Dachstuhl (I) 25 bis 32 Vomhundert, gegenüber dem *Wiegmann*-Dachstuhl (II) 25 bis 39 Vomhundert des zu diesen beiden Dachbindern bezw. verwendeten Baustoffes. Das Sieldach erfordert also nur 68 bis 75 Vomhundert des zum englischen, nur 61 bis 75 Vomhundert des zum *Wiegmann*-Dachstuhl nötigen Eisens. Ähnlich ist die Ersparnis gegenüber den hier zu Grunde gelegten Konstruktionen des deutschen (IV) und Dreieckdaches (III); dieselbe wird desto größer, je flacher das Dach und je kleiner die Pfeilverhältnisse $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ sind. Das Sieldach ist demnach sehr günstig, wobei noch bemerkt werde, daß bei der Berechnung der Tabellenwerte für dasselbe nicht die günstigste Gitteranordnung angenommen ist und daß es beim Sieldache, wegen der wenig veränderlichen Gurtungsquerschnitte, leichter ist, sich dem theoretischen Stoffaufwand zu nähern, als bei den anderen Konstruktionen, daß also hier die Konstruktionskoeffizienten unter übrigens gleichen Verhältnissen kleiner sind als dort.

β) Der englische Dachstuhl (I) erfordert theoretisch weniger Material, als der *Wiegmann*-Dachstuhl (II); die Ersparnis beträgt bei den in der Tabelle angegebenen Verhältnissen 4 bis 10 Vomhundert der Stoffmenge des *Wiegmann*-Dachstuhles; doch gilt dies nur für Stützweiten, bei denen der letztere 8 bis 16 Felder hat. Beim *Wiegmann*-Dachstuhl mit 4 Feldern ist der Stoffverbrauch demjenigen beim englischen Dachstuhl ziemlich gleich: bei den steileren Dächern etwas kleiner und bei den flachen Dächern etwas größer. Der Unterschied beträgt beiderseits bis 6 Vomhundert.

Für den theoretischen Rauminhalt sind ferner die Tabellen auf S. 230 u. 231 berechnet.

Aus den Tabellen a und b im Vergleich mit der großen Tabelle auf S. 228 u. 229 ergibt sich, daß Dreieckdach und deutscher Dachstuhl für kleine Spannweiten sehr vorteilhaft sind; aber auch für größere Stützweiten sind sie empfehlenswert, besonders wenn es möglich ist, die gedrückte Gurtung des Hauptsystems mit der gezogenen Gurtung des Nebensystems zusammenzulegen.

a) Theoretischer Rauminhalt eines Dreieck-Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptsystems nach Fig. 452 (S. 212).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	0,75	0,917	1,125	1,35	1,58	2,06	2,55
» = $\frac{1}{20}$	0,861	1,109	1,44	1,834	2,30	—	—
» = $\frac{1}{15}$	0,902	1,19	1,58	2,05	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,000	1,395	1,96	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,084	1,57	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,15	1,732	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,25	2,0	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,42	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	1,725	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

b) Theoretischer Gesamtrauminhalt des Dreieck-Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger sind.

Die obere Gurtung des Hauptsystems und die untere Gurtung des Trägers zweiter Ordnung fallen zusammen; das Pfeilverhältnis der Träger zweiter Ordnung ist 1:10.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,225	1,364	1,562	1,793	2,016	2,490	2,979
» = $\frac{1}{20}$	1,336	1,556	1,877	2,263	2,731	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,378	1,635	2,015	2,506	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,475	1,842	2,397	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,558	2,016	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,624	2,178	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,725	2,447	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,842	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,225	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

c) Theoretischer Gesamtrauminhalt des Dreieck-Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger sind, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptsystems zusammenfällt (nach Fig. 454, S. 213).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,05	1,217	1,425	1,75	1,88	2,36	2,85
» = $\frac{1}{20}$	1,161	1,409	1,74	2,134	2,60	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,202	1,49	1,88	2,35	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,30	1,695	2,26	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,384	1,87	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,45	2,032	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,55	2,3	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,72	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,025	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

d) Theoretischer Rauminhalt eines deutschen Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptsystems (nach Fig. 453, S. 212).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,25	1,458	1,75	2,075	2,416	3,125	3,85
» = $\frac{1}{20}$	1,361	1,69	2,17	2,75	3,49	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,414	1,795	2,363	3,092	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,525	2,053	2,9	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,623	2,304	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,708	2,533	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,833	2,916	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,05	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,5	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

Falls die Druckgurtung der Träger zweiter Ordnung bei c mit der Druckgurtung des Hauptsystems zusammenfällt, so sind die entsprechenden Werte aus der großen Tabelle auf S. 228 u. 229 zu finden.

Alsdann erhält man, wie der Vergleich der Tabellen b, c und d mit den entsprechenden Werten der Tabelle auf S. 228 u. 229 lehrt, wesentlich geringere Mengen, als beim englischen und *Wiegmann*-Dach und nur wenig mehr, als beim *Sicheldach*. Bei den Annahmen, welche der Tabelle c zu Grunde liegen, erspart man gegen das englische Dach 20 bis 28 Vomhundert, gegen das *Polonceau*-Dach 25 bis 35 Vomhundert. Das Dreieckdach mit Parabelträgern

e) Theoretischer Gesamtrauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger mit $\frac{1}{10}$ Pfeilverhältnis sind, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptträgers zusammenfällt (ähnlich wie bei Fig. 450; nur ist dort das Hauptssystem ein *Polonceau-Binder*.)

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,488	1,682	1,97	2,291	2,631	3,339	4,064
» = $\frac{1}{20}$	1,598	1,914	2,39	2,966	3,705	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,652	2,019	2,583	3,08	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,768	2,277	3,12	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,861	2,528	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,946	2,757	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	2,071	3,14	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,288	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,738	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

f) Theoretischer Gesamtrauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger von $\frac{1}{8}$ Pfeilverhältnis sind, deren obere Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptträgers zusammenfällt.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,896	2,104	2,396	2,721	3,062	3,771	4,496
» = $\frac{1}{20}$	2,007	2,336	2,816	3,396	4,136	—	—
» = $\frac{1}{15}$	2,06	2,441	3,009	3,738	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	2,171	2,609	3,546	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	2,269	2,95	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	2,354	3,179	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	2,479	3,562	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,696	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	3,146	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

zweiter Ordnung nach Fig. 454 gebraucht nahezu ebensoviel Eisen wie das Sieldach, ist demnach sehr empfehlenswert.

Will man die vorstehenden Tabellen für überschlägliche Ermittlung des Eigengewichtes verwenden, so sind die Werte noch mit Konstruktionskoeffizienten zu multiplizieren, die bei Weiten zwischen 15 und 35 m nicht unter 1,5 liegen, je nach der gewählten Anordnung aber bis zu 3,5 und höher ausfallen können. Zu beachten ist auch, daß in dem Werte für g das noch unbekannte Bindergewicht enthalten ist; es empfiehlt sich, zunächst beim Einsetzen von q in die Formel das Bindergewicht zu schätzen und darauf das ermittelte Gewicht multipliziert mit einem Konstruktionskoeffizienten zum früheren Wert von g hinzuzufügen; das mit diesem Werte gefundene Bindergewicht wird für die Berechnung meistens genügen.

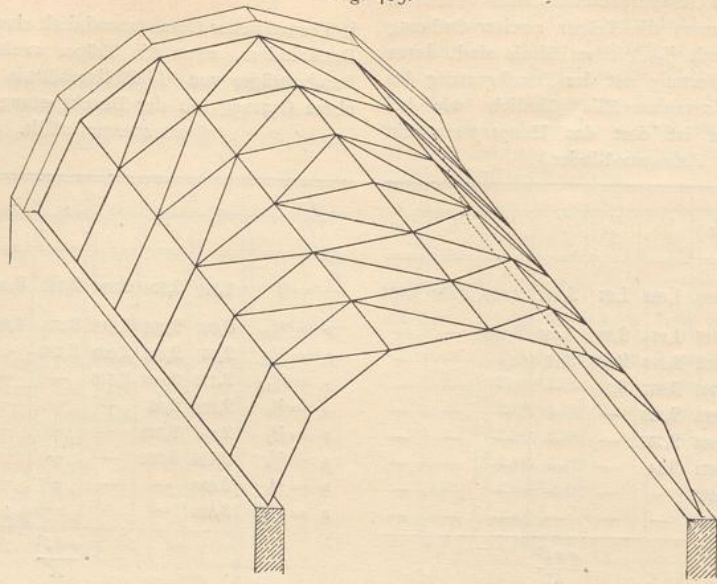
7) *Foeppl'sche* Flechtwerkdächer.

Die neuerdings von *Foeppl*²²⁸⁾ vorgeschlagenen sog. Flechtwerkdächer unterscheiden sich grundsätzlich von den bisher betrachteten Dachkonstruktionen. *Foeppl* verlegt alle Konstruktionsteile in die Dachflächen, ähnlich wie dies bei den *Schwedler'schen* Kuppeldächern und den Zeldächern schon längere Zeit üblich ist. Während bei den gewöhnlichen Dächern jeder Binder für die in seiner Ebene wirkenden Lasten eine stabile Konstruktion ist, welche die Pfetten trägt, ist hier das dem Binder entsprechende Fachwerk für sich allein nicht stabil; es wird erst durch die Pfetten und die in den Dachflächen liegenden Schrägstäbe, welche notwendige Stäbe des räumlichen Fachwerkes sind, stabil. Das über rechteckiger Grundfläche konstruierte Flechtwerk nennt *Foeppl* ein Tonnenflechtwerk.

161.
Grundgedanken.

²²⁸⁾ FOEPL. Ein neues System der Überdachung für weit gespannte Räume. Deutsche Bauz. 1891, S. 112.
FOEPL. Das Fachwerk im Raume. Leipzig 1892.
FOEPL. Über die Konstruktion weitgespannter Hallendächer. Civiling. 1894, S. 462.

Fig. 485.

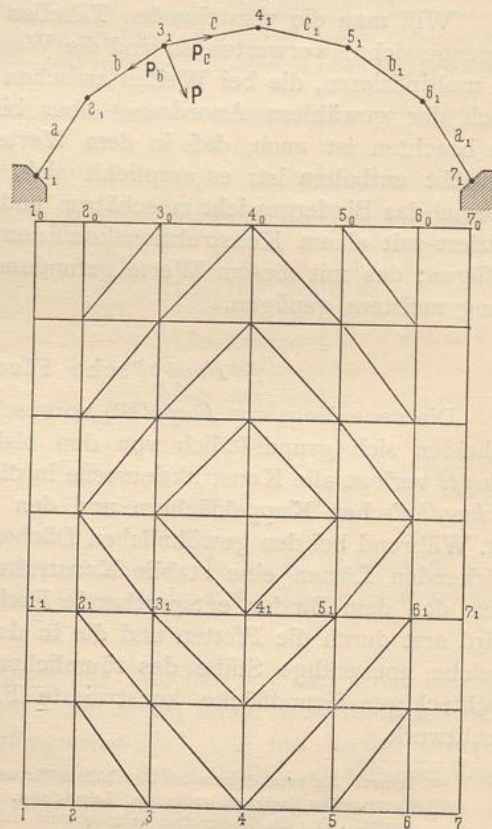


Der Querschnitt des Daches (Fig. 485) ist ein Vieleck mit geringer Seitenzahl; mehr als 10 Seiten zu verwenden, empfiehlt sich nicht; an beiden Giebelseiten des zu überdeckenden Raumes sind einzelne Eckpunkte der Vielecke gelagert; außerdem stützen sich die untersten Stäbe jedes Vieleckes auf die Seitenmauern. Eine Reihe von Feldern des Fachwerkes wird mit Diagonalen versehen.

162.
Statische
Verhältnisse.

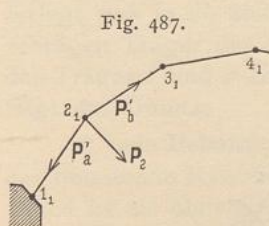
Um Klarheit über die Stabanordnung zu erhalten, soll untersucht werden, wie irgend eine an beliebiger Stelle wirkende Kraft P nach den Auflagern geführt wird. P wirke im Knotenpunkte 3_1 irgend eines mittleren Vieleckes (Fig. 486), zunächst in der lotrechten Ebene dieses Vieleckes, sei im übrigen beliebig gerichtet. P zerlegt sich nach den Richtungen der beiden im Punkte 3_1 zusammentreffenden Sparren in die Seitenkräfte P_b und P_c . Die Kraft P_b kann aber im Knotenpunkte 2_1 nicht von dem Vielecksstabe $1_1 2_1$ aufgenommen und weitergeführt werden, weil sich im Punkte 2_1 nur zwei in der lotrechten Ebene liegende Stäbe treffen, welche nicht in dieselbe Linie fallen. Deshalb wird

Fig. 486.



die Kraft P_b durch einen in der Ebene b liegenden Fachwerkträger nach seinen in den Giebelwänden liegenden Auflagerpunkten 3 und 3_0 geleitet; die Rechteckfelder in der Ebene b müssen aus diesem Grunde mit Diagonalen versehen werden, wie aus der isometrischen Ansicht zu ersehen ist.

In ähnlicher Weise belastet die Seitenkraft P_c den in der Ebene c angeordneten Träger und wird durch dessen Stäbe nach den Endauflagern 4 und 4_0 geführt. Ebenso, wie mit der Belastung eines Knotenpunktes 3_1 , ist es mit denjenigen der Punkte 4_1 und 5_1 . Nur bei den Knotenpunkten an denjenigen Pfetten, welche den Seitenauflagern 1_1 und 7_1 zunächst liegen, verhält es sich etwas anders. Eine in 2_1 wirkende Last P_c zerlegt sich (Fig. 487) in die Seitenkräfte P'_b und P'_a ; P'_b wird, wie oben gezeigt ist, nach den Endauflagern des Trägers in der Ebene b geführt; P'_a dagegen wird ohne weiteres vom Auflager 1_1 aufgenommen.



In den Ebenen a und f brauchen also keine Diagonalen angeordnet zu werden. Allerdings erleiden dann die Seitenaullager 1 und 7 schiefe Drücke; will man diese von den Seitenmauern fernhalten, so kann man die Stäbe $1\ 2$, bzw. $6\ 7$ lotrecht stellen oder auch in den Ebenen a und f Diagonalen anbringen, so dass auch die Kräfte P_a , P_{a1} nach den Endauflagern geleitet werden.

Bei richtiger Anordnung der Auflager und falls einfache Diagonalen in den Feldern der geneigt liegenden Felder angeordnet sind, ist das entstehende Raumfachwerk statisch bestimmt. Die Pfetten bilden die Gurtungen der geneigt liegenden Träger, wobei besonders günstig wirkt, dass dieselbe Pfette gleichzeitig Zuggurtung des einen und Druckgurtung des Nachbarträgers ist. Durch Belastung der Knotenpunkte $2, 3, 4, \dots$ werden in diesen Stäben Spannungen erzeugt, welche einander teilweise aufheben, so dass die wirklichen Spannungen durch Eigengewicht, Schnee- und Windlast nur gering ausfallen. Am gefährlichsten sind die Einzellasten, die aber bei den Dächern bekanntlich keine große Bedeutung haben.

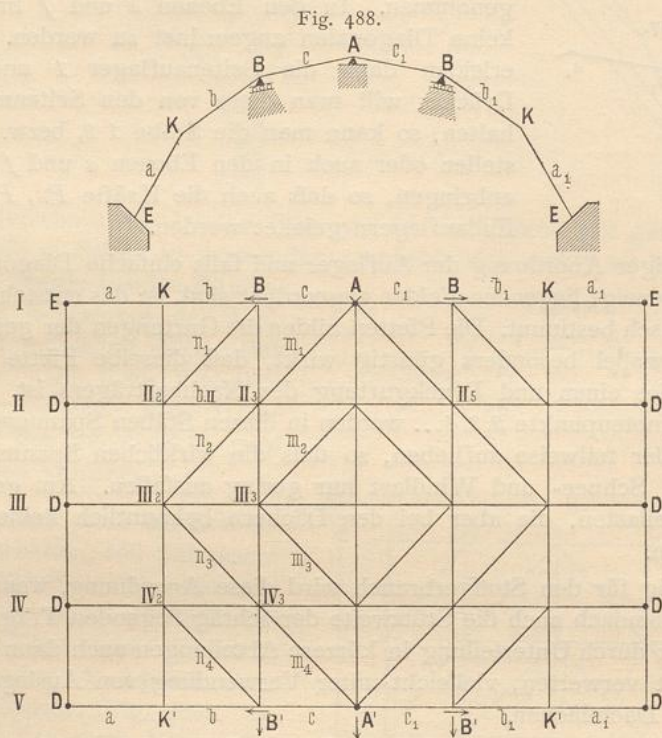
Ungünstig für den Stoffverbrauch wird diese Anordnung, wenn die Länge des Daches, demnach auch die Stützweite der schräg liegenden Träger, groß ist; man kann aber durch Unterteilung in kürzere Abteilungen auch dann die Vorteile dieser Dachart verwerten, vielleicht unter Verwendung von Auslegerträgern in den schrägen Dachflächen.

Bislang war angenommen, dass die Lasten P in der lotrechten Ebene eines der Vielecke $1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ liegen. Bei beliebiger Richtung der Kraft P zerlegt man sie in eine Seitenkraft, welche in der lotrechten Vieleckebene liegt, und eine in die Ebene c fallende Seitenkraft. Erstere behandelt man ganz, wie oben gezeigt ist; letztere zerlegt man weiter in eine in die Längsachse des Daches fallende und eine hierzu senkrechte Seitenkraft, welche also in die Richtung der Kraft P_c fällt. Auch diese wird, wie oben gezeigt, nach den Endauflagern geführt, während für die in die Längsachse des Daches, also in die Pfettenrichtung fallende Seitenkraft wenigstens auf einer Seite ein festes Auflager vorhanden sein muss. Hiernach können auch ganz beliebig wirkende Kräfte durch das Flechtwerk klar und sicher nach den Auflagern befördert werden.

An einem bestimmten Beispiele soll gezeigt werden, wie man Auflager und Stäbe anordnen kann.

163.
Beispiel.

In Fig. 488 ist das in die Grundrisebene abgewickelte Flechtwerk gezeichnet. Die Reaktionen der auf den Seitenmauern gelegenen 10 Auflager E und D sind durch die Richtungen der von ihnen in den Ebenen a und a_1 liegenden, von ihnen ausgehenden Stäbe bestimmt; jedes dieser Auflager bedingt also nur eine Unbekannte. Faßt man die Stäbe in den Seitenebenen a und a_1 als Auflagerstäbe auf, so hat man nur das in den Ebenen b, c, c_1, b_1 liegende Fachwerk zu untersuchen. Dasselbe hat $k = 25$ Knotenpunkte. Die Lager an der einen Stirnseite sollen eine Längsverschiebung des Ganzen verhindern. Zu diesem Zwecke ist das Lager A ganz fest gemacht, entspricht also 3 Auflagerunbekannten; die Lager B sind parallel den Stabrichtungen c , bzw. c_1 verschieblich, außerdem auch längs verschieblich. Etwaige in die Pfettenrichtung fallende Seitenkräfte, welche auf B kommen, werden nach Punkt β , bzw. β im Vieleck II



und von da durch den Träger in der Ebene c , bzw. c_1 nach dem Auflager A gebracht; Längsverschieblichkeit bei B ist also zulässig; jedes dieser Auflager entspricht einer Auflagerunbekannten.

Auf der anderen Stirnseite bedingen A' zwei, B' und B' je eine Auflagerunbekannte; alle drei müssen längsverschieblich sein, B' und B' Verschiebung auch in den Richtungen 4β , bzw. 5β (vergl. Fig. 486) gestatten. Die Punkte K sind ohne Auflager räumlich bestimmt, da sie durch je drei Stäbe mit drei nicht in einer Ebene liegenden Punkten verbunden sind. Demnach sind vorhanden:

10 Auflagerstäbe	=	10 Auflagerunbekannte,
1 Auflager A mit 3, d. h.	=	3 »
1 Auflager A' mit 2, d. h.	=	2 »
4 Auflager B, B', B', B' mit je 1, d. h. 4×1 .	=	4 »
zusammen		19 Auflagerunbekannte.

Die Stabzahl muß also bei k Knotenpunkten $s = 3k - 19$ sein, und da $k = 25$ ist, so muß für statisch bestimmtes Raumfachwerk $s = 56$ sein. Tatsächlich sind 56 Stäbe im Fachwerk der Ebenen b, c, b_1, c_1 vorhanden.

Die vorhandene Stabzahl ist also die für ein statisch bestimmtes Fachwerk richtige. Es wäre noch nachzuweisen, daß die Stäbe auch richtig angeordnet sind; diese Nachweisung führt man am einfachsten durch die Untersuchung, ob beliebige Belastung ganz bestimmte Stabspannung ergibt, bzw. ob beliebige belastende Kräfte in unzweifelhafter Weise auf die Lager geführt werden können. Nach obigem ist dies hier der Fall.

Nunmehr soll zur Bestimmung der Spannungen geschritten werden, welche eine Einzellast in einem beliebigen Knotenpunkt hervorbringt. Eine an beliebiger Stelle, etwa im Knotenpunkte 3 einer Vieleckebene (Fig. 486), wirkende Kraft zerlegt sich in P_b und P_c ; P_b wird im schrägen Träger der Ebene b und P_c im schrägen Träger der Ebene c nach den Giebelauflagern geführt. Nur die Stäbe der Träger b und c erleiden also durch diese Belastung Beanspruchung. Daraus folgt das Gesetz:

α) Jede Belastung erzeugt Spannungen nur in den beiden Trägern, welchen der belastende Knotenpunkt angehört; für alle diesen Trägern nicht angehörigen Stäbe ist sie ohne Einfluß; demnach:

Jeder Stab erhält Spannungen nur durch Belastung von Knotenpunkten eines Trägers, zu dem er gehört; dabei ist zu beachten, daß jeder Pfettenstab zwei Trägern angehört.

Damit sind die Belastungsgesetze auf diejenigen der Balkenträger zurückgeführt; für Gurtungen und Gitterstäbe der schräg liegenden Träger gelten nunmehr die bekannten Gesetze der Balken-Fachwerkträger. Man findet auf diese Weise:

β) Größter Druck in einem Pfettenstabe findet statt, wenn alle Knotenpunkte der betreffenden Pfette und nur diese belastet sind; größter Zug in einem Pfettenstabe tritt ein, wenn alle Knotenpunkte beider Nachbarpfetten und nur diese belastet sind (die Pfette selbst also auf ihre ganze Länge unbelastet ist).

γ) Die Schrägstäbe (Diagonalen) eines Sonderträgers erleiden Zug oder Druck, je nachdem die Last in einem Knotenpunkte liegt, nach welchem hin der Schrägstab fällt oder steigt. Die Belastung des Knotenpunktes $IV\ 3$ (Fig. 488) erzeugt z. B. in den Schrägstäben n_1, n_2, n_4 und m_3 Zug, in den Schrägstäben n_3, m_4, m_1 und m_2 Druck. Die anderen Diagonalen bleiben bei dieser Last spannungslos. Größter Zug, bzw. Druck tritt also in einer Diagonalen auf, wenn von dem Träger, welchem sie angehört, alle diejenigen Knotenpunkte belastet sind, nach denen zu die Diagonale fällt, bzw. steigt. In n_3 findet größter Zug, bzw. Druck statt, wenn die Knotenpunkte

$$III\ 3, IV\ 2, II\ 3,$$

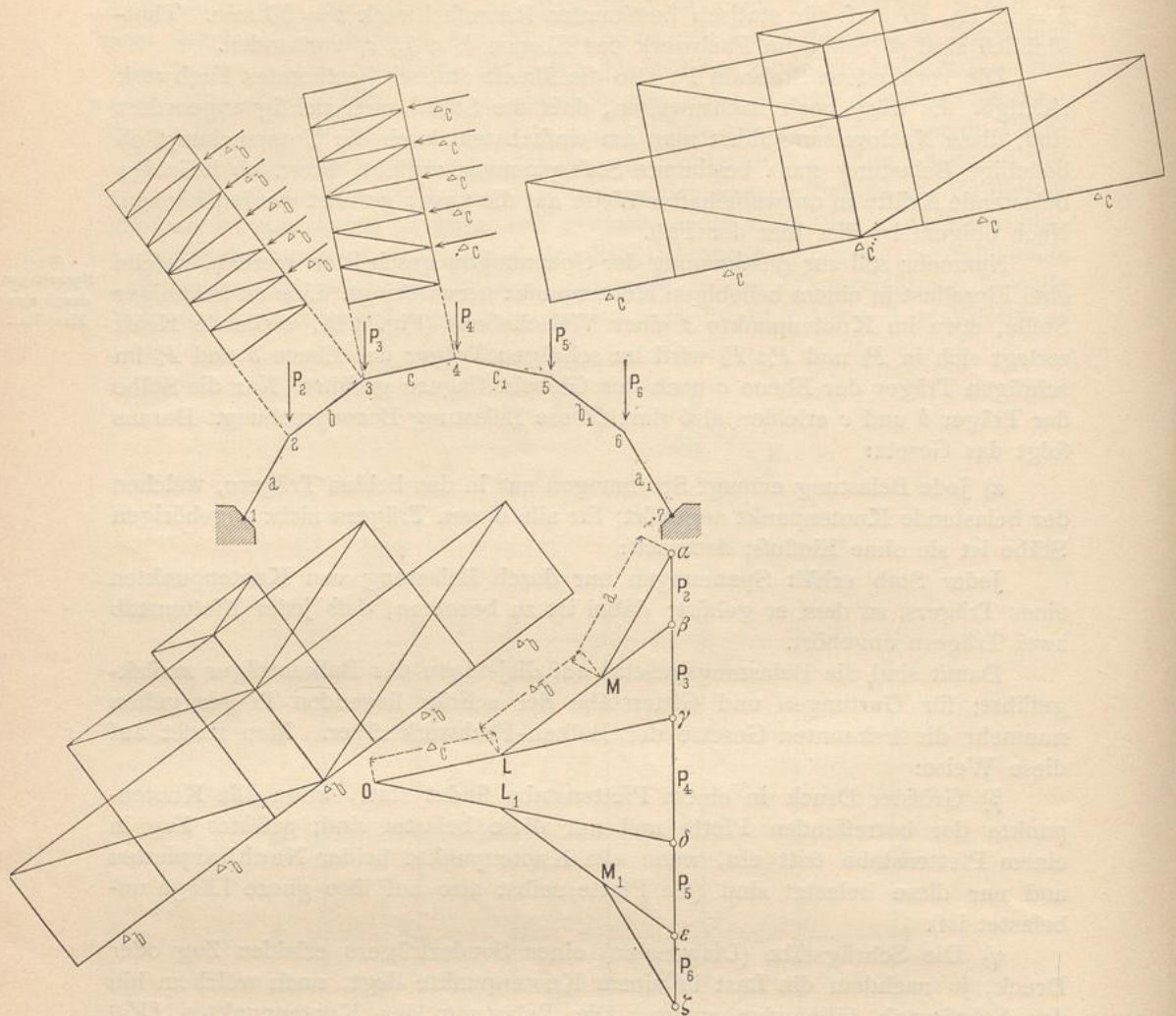
$$\text{bzw. } III\ 2, II\ 2, IV\ 3$$

belastet sind.

δ) Bei den Sparren ist zu beachten, daß diese auch zugleich Pfosten für die schräg liegenden Träger sind. Man denke sich den Sparren aus zwei Teilen bestehend, dem eigentlichen Sparren, der einen Teil des lotrechten Vieleckes bildet, und dem Pfosten des schräg liegenden Trägers. Der eigentliche Sparren erleidet seinen größten Druck bei voller Belastung der beiden Vieleck-Knoten-

164.
Spannungen
durch eine
Einzellast.

Fig. 489.



punkte, welche ihn begrenzen. Bezüglich der ungünstigsten Belastung des Pfostens ergibt sich: größter Druck tritt ein, wenn die begrenzen Pfette so belastet ist, daß der dem Pfosten zugeordnete Schrägstab größt Zug erhält; als zugeordnet gilt derjenige Schrägstab, der mit dem Pfosten an der anderen Pfette zusammentrifft. So wird in b_{II} (Fig. 488) die Belastung derjenigen Knotenpunkte der Pfette 3 größt Druck erzeugen, welche in n_1 größt Zug erzeugt, und diejenige Belastung der Pfette 2, welche in n_2 größt Zug erzeugt. Für den größt Druck in b_{II} müßte man also alle Knotenpunkte der Pfette 3 und Knotenpunkt $II\ 2$ der Pfette 2 belasten.

Für die Berechnung des Daches braucht man diese unwahrscheinliche Belastung nur unter Umständen einzuführen; bedenkt man aber, daß die Belastung aller Knotenpunkte der Pfetten 4, 5, 6, 7 (Fig. 486) ohne Einfluß auf den betreffenden Sparren ist, so sieht man ein, daß diese Belastungsart, bei der also das ganze Dach, mit Ausnahme der Knotenpunkte $III\ 2$ und $IV\ 2$, belastet

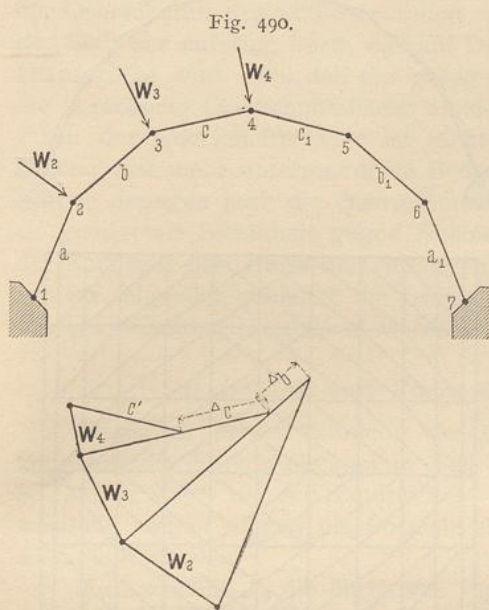
ist, nicht ausgeschlossen ist. Jedenfalls ist diese Untersuchung geeignet, Licht über die Beanspruchungen zu verbreiten.

Die in Fig. 488 dargestellten Pfosten des mittelsten Vieleckes, welches zur Ebene III gehört, folgen anderen Gesetzen; dieselben werden nur durch Belastung der Knotenpunkte dieses Vieleckes belastet; als Pfosten der schräg liegenden Träger erleiden sie weder Zug noch Druck.

In der Regel werden bei den Dächern hauptsächlich die Spannungen durch Eigengewicht, Schnee- und Winddruck in das Auge zu fassen sein; dieselben sind hier weniger ungünstig als diejenigen durch Einzellasten.

In Fig. 489 sind die Lasten P_2, P_3, P_4, P_5, P_6 graphisch in die einzelnen Kräfte zerlegt, welche als Belastungen der schrägen Träger einzuführen sind. Im Punkte 4 zerlegt sich P_4 in γO und $O\delta$; im Punkte 3 zerlegt sich P_3 in βL und $L\gamma$. Die beiden in die Ebene c fallenden Kräfte γO und $L\gamma$ heben einander zum Teile auf; als wirklich belastende Kraft des Trägers in der Ebene c

165.
Spannungen durch Eigengewicht.



bleibt nur die Differenz der beiden genannten Kräfte, d. h. $LO = \Delta c$. Ebenso bleibt als belastende Kraft des Trägers in der Ebene b die Kraft Δb und in der Ebene a die ganze Kraft αM , die aber sofort durch das Seitenlager in das Seitenmauerwerk geführt wird. Jeder Knotenpunkt des Trägers c wird mit Δc und jeder Knotenpunkt des Trägers b mit Δb belastet; die Stabspannungen sind daraus nach bekannten Gesetzen leicht zu finden. Zu beachten ist, dass die Spannungen in den Gurtungsstäben der Träger (d. h. in den Pfetten) sich algebraisch addieren, d. h. hier voneinander subtrahieren; zu den Pfostenspannungen kommen noch die Sparrenspannungen hinzu, welche hier bzw. $\gamma L, \beta M, \alpha M$ sind.

Nur die Teile Δc und Δb werden durch die schräg liegenden Träger zu ihren Endauflagern geleitet; man kann natürlich die Form des Vieleckes so wählen, dass für bestimmte Lastengrößen, z. B. für das Eigengewicht, diese Teile gleich Null werden. Alsdann sind bei dieser Belastung nur in den Sparren Spannungen.

Bezüglich der Belastung durch Schnee ist zu ermitteln, ob bzw. für welche Stäbe volle und für welche Stäbe einseitige Schneebelastung ungünstiger ist. Man wird hier die übliche Annahme, nach welcher die einseitige Schneelast bis zum First reicht, als nicht der Wirklichkeit entsprechend verlassen und für die ungünstigste Schneelast die mittleren Pfettenpunkte 3, 4, 5 als belastet annehmen, da auf den steilen Dachflächen a und a_1 der Schnee nicht liegen bleibt; von der geringen Belastung der Knotenpunkte 2 und 6 sieht man zweckmäßig ab. Die Ermittlung der Spannungen ist eine einfache Arbeit (entsprechend Fig. 489). Wenn bei einseitiger Belastung die Pfette 5 nur eine geringere Last hat, als in Fig. 489 angenommen war, so wächst Δc_1 entsprechend.

166.
Spannungen durch Schnee, Wind etc.

Die auf die einzelnen Träger bei Windbelastung entfallenden Knotenpunktslasten sind aus dem Kräfteplan in Fig. 490 zu entnehmen.

Einzellasten, besonders die Gewichte der Arbeiter, welche Ausbesserungen vornehmen, sind hier gefährlich; man Sorge deshalb durch die Art der Dachdeckung und etwaige besondere Vorkehrungen (Schalung, Wellblech u. s. w.) dafür, daß diese Lasten sich auf mehrere Knotenpunkte verteilen. Anderenfalls muß man die Stäbe so wählen, daß außer dem Eigengewicht wenigstens ein Arbeiter an beliebigem Knotenpunkte ohne Gefahr sich befinden kann.

167.
Materialmenge.

Die für ein Dach nötige Materialmenge ist hier außer von der Spannweite auch von der Länge des Daches abhängig. Da noch keine Erfahrungen vorliegen, so können auch die Angaben über den Materialaufwand nur spärlich sein.

Foeppl hat einige Konstruktionen berechnet und gefunden:

Bei 13,80 m Spannweite, 18,80 m Länge und 5,70 m Höhe ergab sich das Gewicht der Eisenkonstruktion mit 19 kg für 1 qm Grundfläche; dabei waren aufgemauerte Giebelwände angenommen; für Giebel in Eisenkonstruktion stellt sich ihr Gewicht auf zusammen 2,6 t.

Bei 30 m Spannweite, 40 m Länge und 12 m Höhe ergab sich das Gewicht der Eisenkonstruktion zu 25 kg für 1 qm Grundfläche, ebenfalls ohne Giebelwände.

In beiden Fällen war der Winddruck mit 120 kg auf 1 qm senkrecht getroffener Fläche, die bewegliche Last mit 20 kg für 1 qm Grundfläche angenommen, das Eigengewicht der Eindeckung und Schneelast für 1 qm Grundfläche im ersten Beispiel zu 100 kg, im zweiten Beispiel zu 120 kg vorausgesetzt.

168.
Schluß-
bemerkungen.

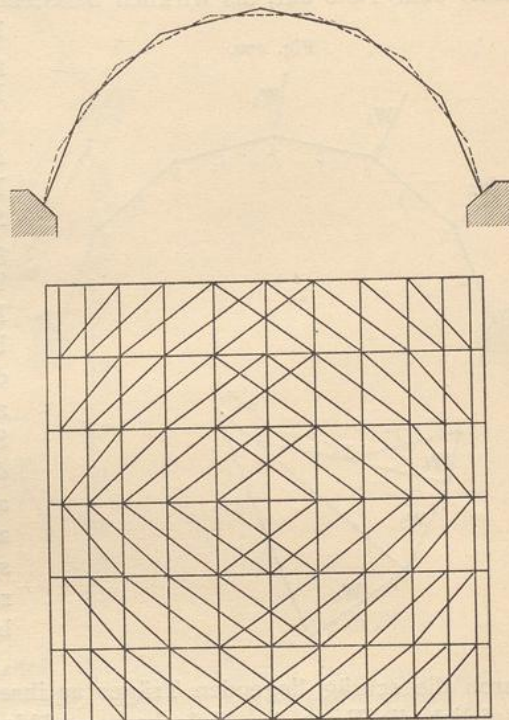
Bei größerer Seitenzahl des Vieleckes zerlegt sich die Knotenlast P in sehr große, auf die schrägen Träger wirkende Lasten; es empfiehlt sich deshalb eine kleine Seitenzahl des Vieleckes, 6 bis 10, wie oben angegeben.

Bei sehr großen Spannweiten empfiehlt *Foeppl* das doppelte oder mehrfache Flechtwerk (Fig. 491). Bei diesem ordnet man zwei oder mehrere getrennte Flechtwerke mit abwechselnd liegenden Knotenpunkten an, die sich gegenseitig durchdringen.

Das Flechtwerk hat voraussichtlich für die Dachkonstruktionen der Zukunft Bedeutung; die Hauptvorteile desselben bestehen darin, daß der ganze Dachraum frei von irgend welchen Einbauten ist und daß bei zweckentsprechender Verwendung der Stoffverbrauch gering ist.

Noch möge kurz bemerkt werden, daß das Flechtwerk als stabile Konstruktion sich aus folgendem Satze ergibt, der in dieser Form zuerst von *Foeppl* entdeckt ist: Man erhält ein unverschiebliches Stabwerk im Raume, wenn man Dreiecke mit ihren Seiten derart aneinander reiht, daß das entstehende Dreieck-

Fig. 491.



netz eine zusammenhängende Oberfläche (einen Mantel) bildet, der einen inneren Raum vollständig umschließt; an keinem Knotenpunkte dürfen aber alle von ihm ausgehenden Stäbe in derselben Ebene liegen. Ersetzt man nun einen Teil des Mantels durch die feste Erde, so bleibt das Stabwerk unverschieblich, und man erhält das Flechtwerk. Beim Tonnenflechtwerk muß dann auch jede Stirnseite entweder ein obiger Bedingung entsprechendes Dreiecknetz bilden oder mit Mauern versehen werden, welche als Teile der festen Erde anzusehen sind. Unter Beachtung dieses wichtigen Satzes kann man für die verschiedensten Aufgaben Flechtwerke konstruieren.

b) Konstruktion der Stäbe.

Die Fachwerke der Binder und der Flechtwerke setzen sich aus einzelnen Stäben zusammen, welche auf Zug, bzw. Druck beansprucht werden. Nach Ermittlung der in den Stäben ungünstigstenfalls auftretenden Kräfte können die Querschnitte der Stäbe bestimmt werden. Dabei ist zu unterscheiden, ob der Stab nur auf Zug, bzw. nur auf Druck oder sowohl auf Zug, wie auf Druck beansprucht wird. Bei den nur gezogenen Stäben genügt es, wenn wenigstens die berechnete Querschnittsfläche an der schwächsten Stelle vorhanden ist; die Form der Querschnittsfläche ist nicht ganz gleichgültig, hat aber bei diesen Stäben eine mehr untergeordnete Bedeutung. Bei den auf Druck beanspruchten Stäben dagegen muß die Querschnittsform sorgfältigst so gewählt werden, daß sie genügende Sicherheit gegen Ausbiegen und Zerknicken bietet; hier genügt der Nachweis der Größe der verlangten Querschnittsfläche allein nicht. Deshalb soll im folgenden zunächst die Größe der Querschnittsfläche, sodann die Form des Querschnittes besprochen werden.

169.
Gezogene
und gedrückte
Stäbe.

1) Größe und Form der Querschnittsfläche.

Bezüglich der Ermittlung der Größe der Querschnittsfläche der Stäbe kann auf die Entwicklungen in Teil I, Bd. I, zweite Hälfte (Art. 281 bis 288, S. 247 bis 252²²⁹⁾ dieses »Handbuches« verwiesen werden; der bequemeren Verwendung wegen mögen die Formeln für die Querschnittsberechnung hier kurz wiederholt werden.

170.
Größe der
Querschnitts-
fläche.

Es bezeichne P_0 die durch das Eigengewicht im Stabe erzeugte Spannung; P_1 die größte durch Schnee- und Winddruck, sowie sonstige zufällige Belastung im Stabe erzeugte Spannung, welche gleichen Sinn mit P_0 hat, d. h. Druck, bzw. Zug ist, wenn P_0 Druck, bzw. Zug ist, und P_2 die größte durch Schnee- und Winddruck, sowie sonstige zufällige Belastung im Stabe erzeugte Spannung, welche entgegengesetzten Sinn mit P_0 hat, d. h. Druck, bzw. Zug ist, wenn P_0 Zug, bzw. Druck ist. Alle Werte in nachstehenden Angaben sind in absoluten Zahlen, d. h. ohne Rücksicht auf die Vorzeichen, einzusetzen.

1) Schweißstabe. Falls die Stäbe nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, so ist P_2 gleich Null; alsdann ist die Querschnittsfläche

$$F = \frac{P_0}{1050} + \frac{P_1}{700} \text{ oder } F = \frac{P_0 + 1,5 P_1}{1050} \dots \dots \dots 13.$$

P_0 und P_1 sind in Kilogr. einzusetzen, und F wird in Quadr.-Centim. erhalten.

Die Formeln 13 gelten auch, wenn zeitweilig P_2 auftritt, so lange $P_2 < \frac{2}{3} P_0$ ist.

²²⁹⁾ 2. Aufl.: Art. 76 u. 77, S. 50 bis 53; 3. Aufl.: Art. 83 bis 85, S. 60 bis 63.