



UNIVERSITÄTS-  
BIBLIOTHEK  
PADERBORN

## **Universitätsbibliothek Paderborn**

### **Lehrbuch des Hochbaues**

Grundbau, Steinkonstruktionen, Holzkonstruktionen, Eisenkonstruktionen ,  
Eisenbetonkonstruktionen

**Esselborn, Karl**

**Leipzig, 1908**

V. Die eisernen Dachkonstruktionen.

[urn:nbn:de:hbz:466:1-50294](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-50294)

## V. Die eisernen Dachkonstruktionen.

**26. Die Dachkonstruktionen im allgemeinen.** Die Dachkonstruktionen bestehen im allgemeinen aus 4 hauptsächlichlichen Teilen, den eigentlichen tragenden Konstruktionsteilen (Binder), der Dachdeckung einschließlich der Unterlage (Lattung bzw. Schalung), den Zwischenkonstruktionen (Sparren und Pfetten) und dem Wind- oder Querverband. Je nachdem die Binder aus Holz oder Eisen konstruiert sind, spricht man von Holz- oder Eisendächern; das Material der Deckung, der Sparren und der Pfetten ist auf die Bezeichnungsweise nicht von Einfluß.

Die Holzdächer kommen für kleine Verhältnisse, wie für gewöhnliche Wohngebäude usw. wegen ihrer Einfachheit in der Herstellung und Billigkeit noch fast durchweg zur Verwendung, während in allen Fällen, bei denen es sich um größere Spannweiten handelt und Holzkonstruktionen zu schwerfällig sind oder nicht mehr ausreichen, Eisen zu bevorzugen ist, wie z. B. bei Fabrik- und Speicherbauten, größere Güterschuppen, Lokomotivschuppen, Bahnhofshallen, Ausstellungsräumen usw. Auch da, wo die Binderkonstruktionen sichtbar bleiben, wird man wegen des leichteren, gefälligen Aussehens dem Eisen meist den Vorzug geben.

Als Vorteil des Eisens gegenüber dem Holz wäre außer der größeren Leichtigkeit der Konstruktion noch die klarere konstruktive Ausbildung und die damit verbundene klarere Rechnungsweise anzuführen. Auch sind Zugverbindungen aus Eisen viel leichter und besser herzustellen, als solche aus Holz. Besonders bei Dachkonstruktionen, die mit Glas gedeckt werden, wird man zweckmäßig Eisen verwenden, damit der Eintritt des Lichtes möglichst wenig gehindert wird. Auch bei kleineren Vordächern für Vorfahrten, Hauseingängen usw., die dem Witterungswechsel in starkem Maße ausgesetzt sind, wird Eisen dem Holz fast immer vorzuziehen sein und dies auch mit Rücksicht auf die leichtere Konstruktionsweise.

Neben den Holz- und Eisendächern kommen noch Holz-Eisen-Dächer zur Verwendung, bei denen die Binder teils aus Holz, teils aus Eisen konstruiert sind; Holz findet hierbei für gedrückte, Eisen für gezogene Teile Verwendung. Doch sind diese gemischten Konstruktionen seltener geworden, da in der Regel ein einheitliches Material vorzuziehen ist. Als Material für die eisernen Dachkonstruktionen kommt gegenwärtig fast nur noch Schweiß- und Flußeisen in Betracht; Gußeisen ist wegen seiner Sprödigkeit für die eigentlichen tragenden Konstruktionsteile unbrauchbar und findet nur für die Auflager vorteilhafte Verwendung.

Die Einteilung der Dächer kann nach verschiedenen Gesichtspunkten vorgenommen werden. Nach der Dachform unterscheidet man:

1. Satteldächer und Pultdächer, auch Dreiecksdächer genannt, nach der Form des parallel zu den Bindern gelegten Dachquerschnitts,
2. Drempel- oder Kniestockdächer, die an einer oder an beiden Seiten lotrechte Flächen aufweisen,
3. Mansardendächer, deren Dachfläche jederseits einmal gebrochen, jedoch im unteren Teil nicht lotrecht ist,
4. Zylinder- oder Tonnendächer mit zylindrischer Dachfläche,
5. Kuppel- und Zeltdächer mit räumlichen Dachflächen.

Nach der Art der Lagerung der Dachbinder kann man die Dächer auch einteilen in:



1. Balkendächer mit einem festen und einem beweglichen Auflager, die bei lotrechter Belastung senkrechte Auflagerdrücke erzeugen.
2. Bogendächer oder Sprengwerksdächer, die bei lotrechter Belastung schräge Auflagerdrücke hervorbringen. Hierbei sind in der Regel zwei feste Auflager vorhanden; das eine dieser wird mitunter durch ein bewegliches Lager und eine Zugstange ersetzt, wobei der Träger äußerlich als Balkenträger wirkt, innerlich aber als Bogenträger zu berechnen ist.
3. Auslegerdächer oder überragende Dächer, deren Binder über die Auflager hinausragende Enden haben und Balken- oder Bogenbinder sein können.
4. Konsol- oder Kragdächer, die an einem Ende eingespannt sind und am anderen frei ausladen.

Die Dächer können entweder als Pfettendächer oder als Sparrendächer konstruiert werden. Bei den Pfettendächern liegt die Dachdeckung direkt auf den Pfetten auf, die Sparren fallen hierbei weg (z. B. bei Wellblechdeckung und Massivdeckung aus Eisenbeton). Bei den Sparrendächern wird die Deckung indirekt durch die Sparren auf die Pfetten übertragen. Nach den freitragenden Längen der Sparren bestimmt sich der größte Abstand der Pfetten und demgemäß auch die Anordnung der Binderknotenpunkte. Der Abstand der einzelnen Binder, d. h. die Binderentfernung oder Binderteilung, ist im allgemeinen von der freitragenden Länge der Pfetten abhängig. Für Binderabstände von 3 bis 4 m genügen in der Regel Holzpfetten, bei größeren Binderentfernungen werden fast durchweg eiserne Pfetten nötig.

Um bei den Dachkonstruktionen die Standsicherheit der einzelnen Binder gegen seitliches Umkippen zu gewährleisten und um, senkrecht zu den Binderebenen wirkende Kräfte durch Wind usw. aufnehmen zu können, sind die einzelnen Binder der Dachkonstruktionen durch sog. Querverbindungen oder Windverbände miteinander zu verbinden. Diese werden bei Holzdächern in der Regel durch die aufgenagelten Sparren mit Schalung bzw. Lattung und durch die Steifigkeit der gesamten Konstruktion ersetzt, so daß besondere Ausbildungen in dieser Hinsicht gewöhnlich nicht nötig werden. Bei den eisernen Dächern werden meistens immer je 2 Binder durch einen besonderen Windverband zu einer standsicheren, räumlichen Konstruktion vereinigt.

In bezug auf die Auflagerung der Dachbinder ist zu bemerken, daß eine klare Lagerung im allgemeinen nur für die eisernen Binder vorhanden ist. Während die Holzkonstruktionen gewöhnlich ohne weiteres auf den Mauern aufliegen, werden die Auflagerknotenpunkte der eisernen Binder auf besondere Lagerstühle oder Lagerplatten verlegt, deren Ausbildung dem jeweiligen Zweck des Lagers entsprechend (festes oder bewegliches Lager) vorgenommen werden muß. Es ist nicht nötig, an dieser Stelle auf die Lager der Dachbinder noch näher einzugehen, da für diese das gleiche gilt, was in § 25 über die Lager der Balkenträger gesagt wurde.

**§ 27. Die Belastungen der Dachkonstruktionen.** Bei den Belastungen der Dachkonstruktionen hat man wieder zwischen den Eigengewichten und zufälligen Lasten zu unterscheiden. Das Eigengewicht setzt sich aus dem Gewicht der Dachdeckung einschließlich der Sparren mit Schalung bzw. Lattung und dem Gewicht der Binder mit Pfetten und Querverbände zusammen. Das Eigengewicht der Dachdeckung einschließlich der Unterlage wird gewöhnlich für das  $q_m$  schräger Dachfläche eingeführt. In folgender Tabelle sind diese Eigengewichte für die wichtigsten Dachdeckungen gegeben.



Tabelle für Eigengewichte der Dachdeckungen, einschließlich Sparren, Latten und Deckungsstoff für 1 qm schräge Dachfläche.<sup>13)</sup>

(Wenn nichts Besonderes gesagt, ist für die Sparren eine Entfernung von 1,0 m und eine Stärke von 13/16 cm, sowie Latten von 4/6 cm angenommen.)

Art des Daches	kg/qm	Art des Daches	kg/qm
Einfaches Biberschwanz-Dach . . . . .	90	Wellblechdach auf Winkeleisen 1/m. . .	25
Biberschwanz-Doppeldach. . . . .	120	Holzzementdach einschließlich Schalung	
Kronendach. . . . .	130	3,5 cm stark und Sparren 13/18 cm	
Pfannendach . . . . .	90	stark . . . . .	180
Desgl. auf Schalung 2,5 cm stark und darüber		Glasdach auf Sprosseneisen einschließlich	
Lattung . . . . .	110	dieser, Glas 4 mm stark (Sprossenabstand	
Deutsches Schieferdach auf Schalung 2,0 cm		0,45 m) . . . . .	20
stark . . . . .	85	Desgl. Glas 5 mm stark (Sprossenabstand	
Falzziegeldach. . . . .	110	0,55 m) . . . . .	25
Zinkdach auf Schalung 2,5 cm stark . . .	40	Desgl. Glas 6 mm stark (Sprossenabstand	
Teerpappdach auf Schalung 2,5 cm stark.	35	0,55 m) . . . . .	30

Für die Berechnung der Eigengewichtslasten der Deckung können entweder die vorstehenden, auf die wirkliche, geneigte Dachfläche bezogenen Werte zugrunde gelegt, oder auch die Gewichte für das qm Dachgrundfläche in Rechnung gesetzt werden, die sich ergeben, wenn die obigen Werte noch mit  $\frac{1}{\cos \alpha}$  multipliziert werden, wobei  $\alpha$  den Winkel der Dachneigung zur Horizontalen bedeutet.

Das Gewicht der Binder selbst läßt sich nicht so ohne weiteres angeben, da dies von den verschiedenen Verhältnissen des Daches, wie Art der Deckung, Spannweite, Entfernung der Binder usw. abhängig ist. Man muß sich demgemäß bei der Ermittlung der Eigengewichtslasten bezüglich der Bindergewichte zunächst mit Annahmen begnügen und zwar kann man als Eigengewicht der Binder einschließlich Pfetten und Querverbände folgende Werte für das qm Dachgrundfläche (Horizontalprojektion) einführen:

für leicht konstruierte Dächer 20 bis 30 kg  
 » schwerer » » 30 bis 40 event. bis 50 kg.

Für besonders große Dächer und ausnahmsweise Fälle wird man das Bindergewicht schätzungsweise nach ähnlichen ausgeführten Konstruktionen annehmen oder mit Hilfe überschläglicher Berechnungen ermitteln.

Als zufällige Lasten können bei Dachkonstruktionen Schneelast und Winddruck auftreten; werden diese bei der Berechnung berücksichtigt, so kann eine Belastung durch Arbeiter außer acht gelassen werden. Für die Schneelast sind 75 kg für das qm Dachgrundfläche einzuführen; auf die Möglichkeit einer einseitigen, sowie einer vollen Schneebelastung ist Rücksicht zu nehmen. Bei einer Dachneigung zur Horizontalen von 45 bis 50° genügt es, die Hälfte, also ungefähr 40 kg für das qm Grundfläche in Rechnung zu stellen; ist die Dachneigung steiler als 50°, so bleibt der Schnee nicht mehr liegen.

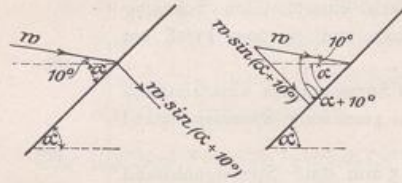
Als Winddruck wird für die gewöhnlichen Hochbauten im allgemeinen eine Kraft von 125 kg für das qm senkrecht zur Windrichtung stehender Fläche angenommen; für besonders freistehende oder besonders hochliegende, dem Wind in höherem Maße ausgesetzte Dachkonstruktionen muß unter Umständen mit stärkerem Winddruck gerechnet werden. Es kann der Wert in sehr ungünstigen Fällen sogar bis 250 kg/qm steigen,

<sup>13)</sup> Entnommen aus der »Hütte«.



wie z. B. bei hohen Türmen, besonders freiliegenden Bauten an der See usw. Die Windrichtung wird gewöhnlich unter  $10^\circ$  zur Horizontalen geneigt eingeführt. Ist die Windkraft für das qm Fläche senkrecht zur Windrichtung =  $w$  und der Winkel der getroffenen Dachfläche zur Horizontalen =  $\alpha$ , so ist die senkrecht zu dieser Dachfläche wirkende Windkraft für das qm:  $P = w \cdot \sin(\alpha + 10^\circ)$  (Abb. 422). Wird die Windrichtung

Abb. 422 u. 423. Die auf eine Dachfläche wirkende Windkraft.



horizontal angenommen, so wäre  $P = w \cdot \sin \alpha$ . Diese Werte  $w \cdot \sin(\alpha + 10^\circ)$  bzw.  $w \cdot \sin \alpha$  lassen sich auch leicht graphisch ermitteln, indem man auf der Windrichtung den Wert  $w$  in bestimmtem Maßstab aufträgt und das Lot auf die betr. Dachneigung fällt; die Länge dieses Lotes, gemessen im Maßstab von  $w$ , stellt den Wert  $w \cdot \sin(\alpha + 10^\circ)$  (Abb. 423) bzw.  $w \cdot \sin \alpha$  dar. Für die Dächer

offener Hallen, wie Bahnsteighallen, offene Lager-schuppen usw. ist ein von innen nach außen wirkender Winddruck von 60 kg für das qm Dachfläche zu berücksichtigen.

Für überschlägliche Berechnungen von Dachkonstruktionen genügt es oft, bei mittlerer Dachneigung für Schnee und Wind eine gesamte lotrechte Belastung von 100 bis 125 kg für das qm Dachgrundfläche einzuführen. Wie die einzelnen Berechnungen für Eigengewicht, Schnee und Wind vorzunehmen sind, wird in dem nächsten Paragraphen erläutert werden.

## § 28. Die eisernen Dachbinder.

### 1. Die allgemeine Anordnung und die verschiedenen Systeme der Dachbinder.

Die eisernen Dachbinder werden im allgemeinen als Fachwerksträger ausgebildet; nur ausnahmsweise und in ganz besonderen Fällen kommen vollwandige Träger zur Verwendung z. B. als vollwandige Bogenbinder. Die Dachkonstruktionen werden nach ebenen und räumlichen Konstruktionen unterschieden, je nachdem ob jeder einzelne Binder für sich allein als stabiler Träger aufgefaßt werden kann und imstande ist, die in seine Ebene fallenden Kräfte aufzunehmen, oder ob eine solche Stabilität nur durch den räumlichen Zusammenhang mit anderen Bindern vorhanden ist.

Zu den ebenen Dachkonstruktionen gehören in der Hauptsache die Balken-, Bogen- und Konsoldächer, während die Zelt- und Kuppeldächer räumliche Konstruktionen darstellen. Die Binder der Balkendächer sind Balkenträger, die der Bogen-dächer Bogenträger und die der Konsoldächer Konsolträger; hinsichtlich der charakteristischen Eigenart und des Unterschieds dieser Trägerarten kann auf § 22 verwiesen werden.

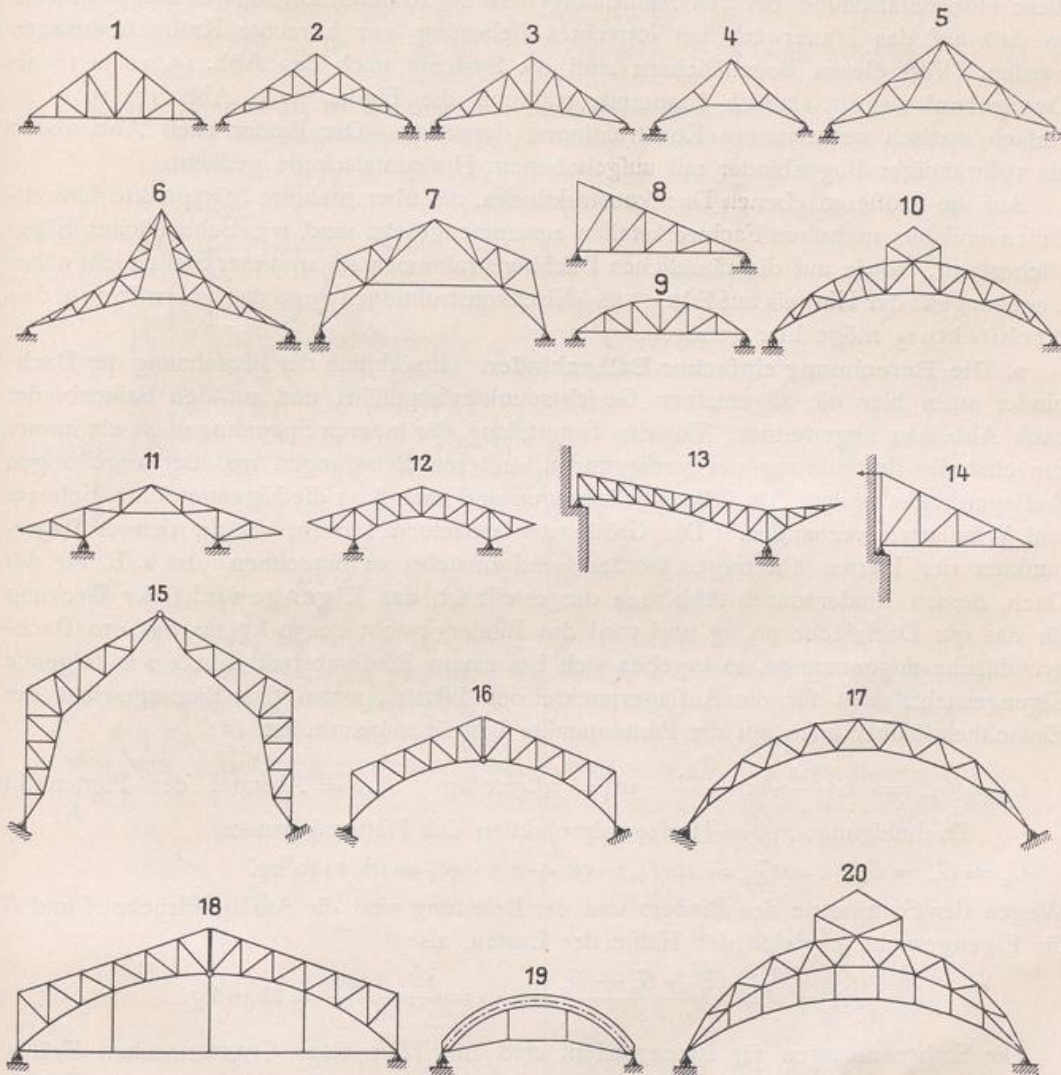
Da die Fachwerksträger nur in den einzelnen Knotenpunkten belastet werden dürfen, wenn in den Stäben nur Zug und Druck vorkommen soll, so richtet sich die Fachwerksgliederung kleinerer und mittlerer Dächer nach der Anordnung der Pfetten, deren Anzahl und Abstände voneinander wieder von der Tragweite der Sparren abhängig sind. Außerdem ist auf die Form der Binder noch die Gestalt des Daches (für die Ober-gurtung) und der unter dem Dach event. freizuhaltende Raum (für die Untergurtung) maßgebend. Bei sehr großen Spannweiten der Binder muß man in erster Linie auf eine zweckmäßige Bindergestalt in statischer und technischer Hinsicht Rücksicht nehmen, und es wird sich in solchen Fällen die äußere Dachform, die Anordnung und Lage der Pfetten in gewissem Sinne nach den Bindern richten müssen.

In manchen Fällen kommt es vor, daß Dachbinder außer den in § 27 angeführten Belastungen noch angehängte Decken, wie z. B. bei großen Saalbauten, Monumental-



bauten mit großen Räumen usw., oder Laufbahnen für Krane, Aufzüge, wie bei Fabriks- und Werkstattbauten, zu tragen haben, welche Umstände ebenfalls auf eine zweckmäßige Form der Binder von Einfluß sein können. Eine möglichst klare, einfache Fachwerksgestalt, die eine klare statische Berechnung und eine möglichst konstruktive Ausbildung gestattet, ist stets anzustreben. Die Abbildungen 424 bis 443 bieten verschiedene wichtige Binderformen ebener Dachkonstruktionen dar.

Abb. 424 bis 443. Zusammenstellung verschiedener Systeme von Dachbindern eiserner Dachkonstruktionen



In dieser Übersicht stellen die Abbildungen 1 bis 13 Binder von Balkendächern auf 2 Stützen dar und zwar werden die Binder nach Abb. 1 bis 3 in der Regel als englische Dachbinder oder Dreiecksbinder bezeichnet. Die sog. POLONCEAU- oder WIEGMANN-Dachbinder nach Abb. 4 u. 5 könnte man in einfache (Abb. 4) und doppelte Binder (Abb. 5) unterscheiden. Abb. 8 stellt den Binder eines Pultdaches dar, während die in Abb. 6 u. 7 gegebenen Binderformen für Dachkonstruktionen mit gebrochener Dachfläche Verwendung finden. Die Abb. 9 u. 10 zeigen Systeme mit



polygonaler Obergurtung für Tonnend acher; die letztere Anordnung wird auch als Sicheldach bezeichnet und trägt in der Mitte eine sog. Laterne zur Lüftung und Beleuchtung. Dachbinder mit  uberkragenden Enden, wie diese bei Bahnsteighallen und Güterschuppen oft Verwendung finden, sind durch die Abb. 11 bis 13 gegeben. Als Beispiel für ein Konsoldach möge Abb. 14 dienen.

Die folgenden Abbildungen 15 bis 20 stellen Binder von Bogend achern dar. Während die Anordnungen nach Abb. 15 bis 17 die horizontalen Komponenten ihrer Kämpferdrücke auf die Lager und das darunterliegende Mauerwerk übertragen, werden diese Horizontalsch ube bei den Anordnungen 18 bis 20 durch Zugstangen aufgenommen, so daß auf das Mauerwerk bei lotrechter Belastung nur lotrechte Kräfte übertragen werden. Von diesen Bogend achern sind die Systeme nach den Abb. 15, 16 u. 18 als Dreigelenkbogen statisch bestimmt, während die Binder nach Abb. 17, 19 u. 20 einfach statisch unbestimmte Konstruktionen darstellen. Der Binder nach Abb. 19 ist als vollwandiger Bogenbinder mit aufgehobenem Horizontalschube gedacht.

Auf die größeren ebenen Dachkonstruktionen, die über mehrere Stützpunkte hinweglaufen und aus mehreren Fachwerkteilen zusammengesetzt sind, wie Schedd acher, S aged acher usw., sowie auf die räumlichen Dachkonstruktionen sei an dieser Stelle nicht näher eingegangen; der Hinweis auf FÖRSTERS »Eisenkonstruktionen« und das »Handbuch der Architektur« möge hier genügen.

**2. Die Berechnung einfacher Balkenbinder.** Hinsichtlich der Berechnung der Dachbinder seien hier die allgemeinen Gesichtspunkte angeführt und auf den Balkenbinder nach Abb. 444 angewendet. Vor der Ermittlung der inneren Spannungen ist wie immer zunächst die Bestimmung der vorliegenden, äußeren Belastungen und der zugehörigen Auflagerdrücke nötig. Als äußere Belastungen sind nach § 27 die Eigengewichte, Schnee- und Windlasten vorhanden. Die Größe der einzelnen Lasten, die in den Auflagerpunkten der Pfetten übertragen werden, sind zunächst zu berechnen. Ist z. B. für das Dach, dessen Binder durch Abb. 444 dargestellt ist, das Eigengewicht der Deckung für das qm Dachfläche 90 kg und wird das Bindergewicht zu 30 kg für das qm Dachgrundfläche angenommen, so ergeben sich bei einem Binderabstand von 4,0 m folgende Eigengewichtslasten für die Auflagerpunkte der Pfetten, wobei das Bindergewicht der Einfachheit halber auch auf die Pfettenpunkte verteilt angenommen ist:

$$G_1 = G_{13} = 4,0 \left( \frac{3,2}{2} \cdot 90 + \frac{2,5}{2} \cdot 30 \right) = \text{rd. } 720 \text{ kg} \quad (3,2 = \text{Abstand der Pfetten in Dachneigung; } 2,5 = \text{Horizontalprojektion des Pfettenabstandes}).$$

$$G_2 = G_3 = G_4 \dots = G_{12} = 4,0 (3,2 \cdot 90 + 2,5 \cdot 30) = \text{rd. } 1440 \text{ kg.}$$

Wegen der Symmetrie des Binders und der Belastung sind die Auflagerdrücke *A* und *B* für Eigengewicht je gleich der Hälfte der Lasten, also

$$A = B = \frac{G_1 + G_2 + G_3 + \dots}{2} = \frac{12 \cdot 1440}{2} = 8640 \text{ kg.}$$

Die Stabspannungen für Eigengewicht sind mit Hilfe eines CREMONASchen Kräfteplanes in Abb. 446 ermittelt. Wegen der Symmetrie war eine Zeichnung des Kräfteplanes nur bis zur Hälfte nötig.

Für Schnee ergeben sich folgende Knotenpunktslasten, wenn die Schneelast für das qm Dachgrundfläche = 75 kg beträgt:

$$S_1 = 4,0 \cdot \frac{2,5}{2} \cdot 75 = 375 \text{ kg und } S_2 = S_3 \dots = 4,0 \cdot 2,5 \cdot 75 = 750 \text{ kg.}$$

Für die Ermittlung der Windkräfte sei ein Winddruck von 125 kg/qm zugrunde gelegt und eine Windrichtung von 10  zur Horizontalen angenommen. Ist der Neigungs-



winkel des Daches =  $\alpha$ , so ist die Windkomponente senkrecht zur Dachfläche  $w' = 125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ)$ , und die einzelnen Knotenlasten berechnen sich zu:

$$W_1 = W_7 = 4 \cdot \frac{3,2}{2} \cdot 125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ), \text{ (Abb. 447.)}$$

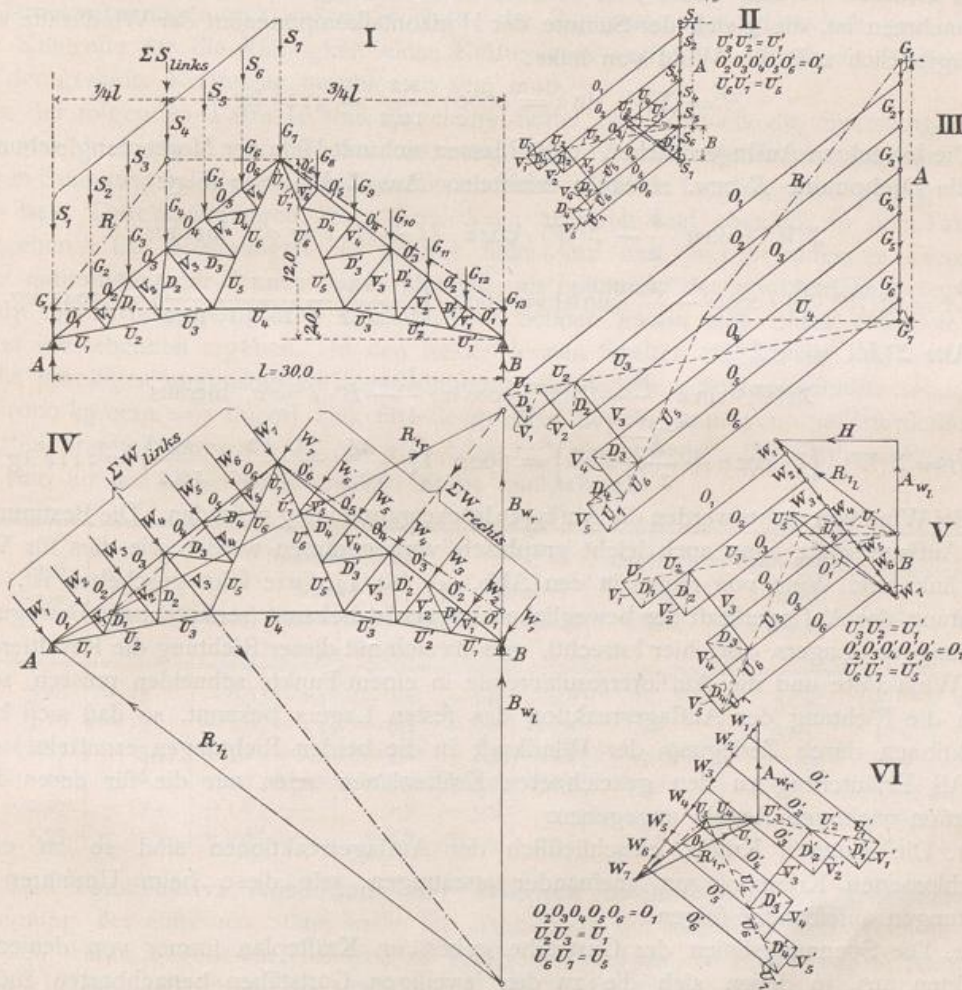
$$W_2 = W_3 \dots W_6 = 4 \cdot 3,2 \cdot 125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ):$$

$\sin \alpha = \frac{12}{19,2} = 0,625$  (12 m = Höhe des Binders, 19,2 m = Länge der Obergurtung von Auflager bis First).  $\alpha = 38^\circ 40'$ ,  $\alpha + 10^\circ = 48^\circ 40'$ ,  $\sin(\alpha + 10^\circ) = 0,66$  und  $125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ) = \text{rd. } 85 \text{ kg/qm}$ :

$$W_1 = W_7 = 2 \cdot 3,2 \cdot 85 = \text{rd. } 550 \text{ kg und}$$

$$W_2 = W_3 \dots W_6 = 4 \cdot 3,2 \cdot 85 = 1088 = \text{rd. } 1100 \text{ kg.}$$

Abb. 444 bis 449. Graphische Untersuchung eines Dachbinders.  
Längenmaßstab 1:500; Kräftemaßstab 1 cm = 2,5 t.



Die gleichen Windkräfte treten wegen der Symmetrie auch bei Wind von rechts auf.  
Für die Untersuchung des Binders auf Schneebelastung ist zu unterscheiden, ob der Schnee nur auf einer Seite oder auf beiden Seiten des Daches liegt. Beide Fälle können selbstredend in der Natur vorkommen (durch Wegschmelzen oder Wegwehen des Schnees auf der einen Seite), und da es möglich ist, daß die Spannungen in manchen Stäben besonderer Binderformen für einseitige Schneelast größer sein können



als für beiderseitige, so müssen diese beiden Belastungsfälle berücksichtigt werden. Ist der zu untersuchende Dachbinder symmetrisch, so ist die Spannungsermittlung nur für einseitige Schneelast erforderlich, da sich die Spannungen für beiderseitige Schneebelastung hierbei direkt durch Addition der Spannungen in den symmetrischen Stäben ergeben; selbstredend muß diese Addition unter Berücksichtigung des Vorzeichens geschehen. Für das vorliegende Beispiel ist für Schnee links die graphische Spannungsermittlung nach CREMONA (Abb. 445) durchgeführt, nachdem zuvor die Auflagerdrücke für diese Schneebelastung ermittelt wurden zu:

$$A_s = \Sigma S_{\text{links}} \cdot \frac{3}{4} = 4500 \cdot \frac{3}{4} = 3375 \text{ kg} \quad \text{und} \quad B_s = 4500 \cdot \frac{1}{4} = 1125 \text{ kg}.$$

Bei der Untersuchung auf Winddruck ist die Möglichkeit zu berücksichtigen, daß der Wind entweder von der einen oder von der andern Seite wehen kann. Für beide Fälle sind die Stabspannungen zu bestimmen. Zunächst müssen wieder die Auflagerkräfte ermittelt werden, wobei jetzt an dem festen Auflager auch eine Horizontalkraft  $H$  aufzunehmen ist, die gleich der Summe der Horizontalkomponenten der Windkräfte wird. So ergibt sich z. B. für Wind von links:

$$H = \Sigma W \cdot \sin \alpha = 6600 \cdot \frac{1,2}{19,2} = 4125 \text{ kg}.$$

Die lotrechten Auflagerdrücke  $A$  und  $B$  lassen sich mit Hilfe der Momentengleichungen für die Drehpunkte  $B$  bzw.  $A$  direkt ermitteln. Aus  $\Sigma(M)_B = 0$  folgt:

$$\Sigma(W) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{h}{2} - \Sigma(W) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{3}{4}l + A \cdot l = 0; \quad \text{hieraus}$$

$$A = \Sigma(W) \cdot \left( \frac{3}{4} \cdot \cos \alpha - \frac{h}{2l} \cdot \sin \alpha \right) = 6600 \cdot \left( \frac{3}{4} \cdot \frac{15}{19,2} - \frac{12}{2 \cdot 30} \cdot \frac{12}{19,2} \right) = 3043 \text{ kg}.$$

Aus  $\Sigma(M)_A = 0$  folgt:

$$\Sigma(W) \cdot \sin \alpha \cdot \frac{h}{2} + \Sigma(W) \cdot \cos \alpha \cdot \frac{l}{4} - B \cdot l = 0, \quad \text{hieraus}$$

$$B = \Sigma(W) \cdot \left( \frac{1}{4} \cdot \cos \alpha + \frac{h}{2l} \cdot \sin \alpha \right) = 6600 \cdot \left( \frac{1}{4} \cdot \frac{15}{19,2} + \frac{12}{2 \cdot 30} \cdot \frac{12}{19,2} \right) = 2112 \text{ kg}.$$

Bei Wind von rechts werden die Auflagerdrücke ganz analog gefunden. Die Bestimmung der Auflagerkräfte kann auch leicht graphisch vorgenommen werden wie dies für Wind von links und Wind von rechts in den Abb. 447 bis 449 wie folgt geschehen ist. Die Richtung der Auflagerkraft des beweglichen Lagers ist bekannt (senkrecht zur Bewegungsrichtung des Lagers, also hier lotrecht), und da sich mit dieser Richtung die Resultierende der Windkräfte und die Auflagerresultierende in einem Punkte schneiden müssen, so ist auch die Richtung der Auflagerreaktion des festen Lagers bekannt, so daß sich beide Reaktionen durch Zerlegung der Windkraft in die beiden Richtungen ermitteln lassen.

Als Erläuterung zu den gezeichneten Kr ftepl nen seien nur die für deren Konstruktion wichtigen Regeln angegeben:

1. Die äußeren Kräfte, einschließlich der Auflagerreaktionen sind so zu einem geschlossenen Kräftepolygon aneinander anzutragen, wie diese beim Umfahren der Gurtungen aufeinander folgen.

2. Die Spannungslinien der Gurtstäbe gehen im Kräfteplan immer von denjenigen Punkten aus, in denen sich die zu den jeweiligen Gurtstäben benachbarten äußeren Kräfte schneiden, wobei »benachbart« im Sinne des Umfahrens der Gurtungen aufzufassen ist. So sind z. B. zu Stab  $O_2$  die Kräfte  $G_2$  und  $G_3$  für Stab  $U_4$  die Auflagerkräfte  $A$  und  $B$  in diesem Sinne benachbart.

3. Die Spannungslinien von Zwischenst ben (Diagonalen oder Pfosten) gehen immer von denjenigen Punkten aus, in denen sich die Spannungslinien derjenigen Stäbe schneiden, die mit den betreffenden Zwischenst ben jeweils ein Dreieck (Fach) bilden.



Bei der Konstruktion eines Kräfteplanes muß man immer mit einem einfachen Knotenpunkt beginnen, d. h. mit einem solchen Knotenpunkt, an dem nur 2 Stäbe angreifen; beim Weitergehen an andere Knotenpunkte dürfen nicht mehr als 2 Stäbe unbekannt vorhanden sein, da ein jeder Knotenpunkt nur 2 Gleichungen ergibt. Sind mehr als 2 Unbekannte vorhanden, so müssen diese Mehrstäbe zunächst anderweitig ermittelt werden; z. B. nach RITTER oder CULMANN, um mit der Aufzeichnung des Kräfteplanes weiter fortfahren zu können. In dem vorgeführten Beispiel ist dies für den Stab  $U_4$  nach CULMANN geschehen.

Für die Art der Spannungen, Zug oder Druck, sind die Wirkungen der einzelnen Stabkräfte auf die Knotenpunkte bezeichnend; wirkt die Kraft auf die Knotenpunkte zu, so ist die Stabkraft Druck (—), wirkt sie vom Knotenpunkt weg, so ist sie Zug (+). Mit Hilfe der geschlossenen Kräftepolygone für die einzelnen Knotenpunkte lassen sich die Vorzeichen der Spannungen leicht bestimmen. In dem gezeichneten Beispiel sind die Druckspannungen mit vollen Strichen, die Zugspannungen gestrichelt gezeichnet. Eine Kontrolle für die Richtigkeit eines Kräfteplanes ergibt sich durch die Bedingung, daß der gesamte Kräfteplan geschlossen sein muß.

In der folgenden Tabelle sind für einige Stäbe des Beispiels die Spannungen für Eigengewicht, Schnee und Wind zusammengestellt. Durch algebraische Addition derjenigen Spannungen, die gleichzeitig nebeneinander auftreten können, wurden die größten Zug- bzw. Druckspannungen,  $S_{\max}$  bzw.  $S_{\min}$ , ermittelt und ebenfalls in der Tabelle angegeben. Die Spannungen für Schnee links sind aus dem betreffenden Cremona direkt entnommen, für Schnee rechts ebenfalls als Spannung der symmetrisch gelegenen Stäbe; die Spannungen durch beiderseitigen Schnee haben sich durch Addition der beiden vorstehenden ergeben. In den beiden letzten Spalten der Tabelle sind noch die für die jeweiligen ungünstigsten Zugspannungen erforderlichen Nutzquerschnitte ( $F_{\text{netto}}$  für  $k = 1000 \text{ kg/qcm} = 1 \text{ t/qcm}$ ) und für die größten Druckspannungen die erforderlichen kleinsten Trägheitsmomente ( $J_{\min} = 2,5 \cdot S_{\min} \cdot s_m^2$ ) eingetragen. Diese Werte  $F_{\text{netto}}$  und  $J_{\min}$  sind für die Dimensionierung der Stäbe maßgebend.

Stab	Stab- länge $s$ m	Eigen- gewicht t	Spannungen für					Ungünstigste Spannungen		Erforderlich	
			Schnee			Wind		Zug ( $S_{\max}$ ) t	Druck ( $S_{\min}$ ) t	$F_{\text{netto}}$ qcm	$J_{\min}$ cm <sup>4</sup>
			links t	rechts t	beiderseits t	links t	rechts t				
$O_1$	3,20	— 17	— 6,6	— 2,4	— 9,0	— 7,0	— 2,8	—	33,0	33	845
$O_3$	3,20	— 14	— 5,0	— 2,4	— 7,4	— 6,0	— 2,8	—	27,4	27	702
$U_1$	1,85	+ 13,45	+ 5,2	+ 1,9	+ 7,1	+ 9,35	— 1,9	29,9	— <sup>14)</sup>	29,9	—
$U_4$	4,40	+ 6,5	+ 1,7	+ 1,7	+ 3,4	+ 3,25	— 1,7	13,15	— <sup>14)</sup>	13,15	—
$V_3$	2,50	— 3,4	— 1,8	—	— 1,8	— 3,3	—	—	8,5	8,5	133
$D_2$	2,35	+ 1,5	+ 0,8	—	+ 0,8	+ 1,5	—	3,8	—	3,8	—

3. Die konstruktive Ausbildung der eisernen Dachbinder. Die Querschnittsbestimmung der einzelnen Stäbe sowie die Ausbildung der einzelnen Knotenpunkte hat nach den früher gegebenen Gesetzen zu erfolgen. Werden die Binder nur in Knotenpunkten belastet, so haben die Stäbe reine Zug- oder Druckkräfte aufzunehmen und sind dementsprechend zu konstruieren, die Zugstäbe müssen den erforderlichen Nutzquerschnitt unter Berücksichtigung der Nietschwächung und gedrückte Stäbe außerdem noch die erforderliche 5-fache Knicksicherheit ( $J_{\min} = 2,5 P_t \cdot s_m^2$ ) erhalten (§ 10, 1).

<sup>14)</sup> Da die positive Eigengewichtsspannung größer ist als die negative Spannung für Wind rechts, so tritt eine Druckspannung nicht auf.











Abb. 463 bis 466. Eiserne Binder für Balkend cher.

Abb. 466.

Abb. 463 bis 465.

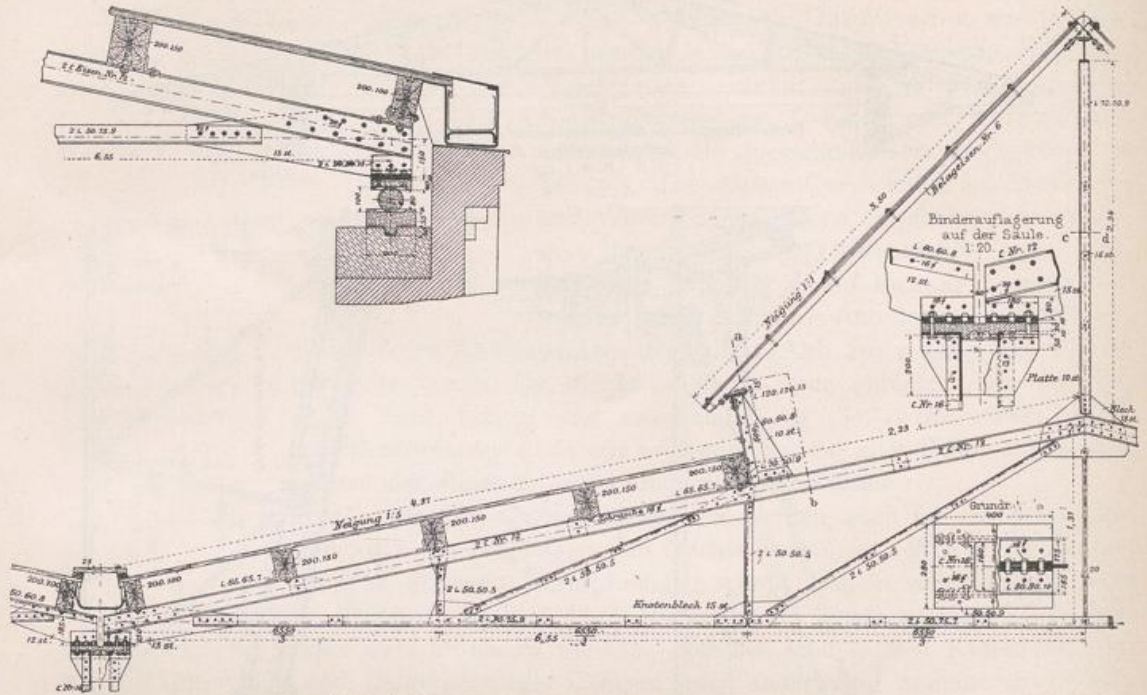


Abb. 467 bis 470. Beispiele für eiserne Kragd cher.

Abb. 467 u. 468. Einstielige Bahnsteighalle.

Abb. 470. Kleines Kragdach mit Neigung nach hinten.

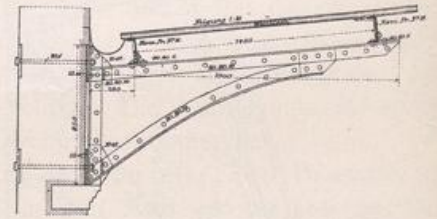
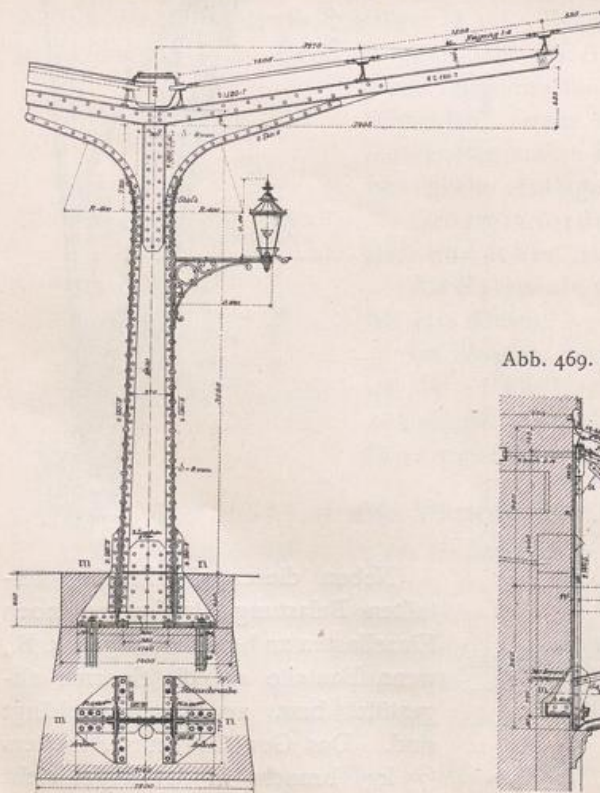
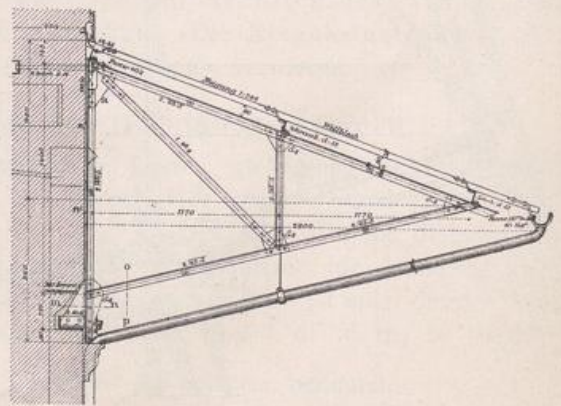


Abb. 469. Gr beres Kragdach mit Neigung nach vorn.





mehr berücksichtigt zu werden, wenn die Dimensionierung auf Eigengewicht, Wind und Schnee vorgenommen wurde.

Die genaue Berechnung der Sparren müßte unter Zerlegung der vorliegenden Lasten in Komponenten senkrecht und achsial zur Sparrenachse mit Rücksicht auf die hiermit verbundene zusammengesetzte Festigkeit geschehen; doch kann man sich mit der oben gegebenen angenäherten und einfacheren Berechnungsweise fast immer begnügen, da die Abweichungen der Resultate nur gering und die angenäherte Methode etwas größere Werte, also eine etwas größere Sicherheit ergibt.

Hat man nach obigen Angaben das Maximalmoment gefunden, so ist der Sparrenquerschnitt nach der Formel  $W = \frac{M}{k}$  zu wählen. Für Holzsparren mit rechteckigem

Querschnitt von der Höhe  $h$  und der Breite  $b$  ist  $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$ ;  $k$  kann gleich 80 kg/qcm

gesetzt werden. Für eiserne Sparren, wie diese bei Glasdeckungen und bei besonders großen Dachkonstruktionen hauptsächlich vorkommen, sind die Querschnitte nach den erforderlichen Widerstandsmomenten aus entsprechenden Profiltabellen zu entnehmen. Zu eisernen Sparren werden fast durchweg nur I- und C-Eisen, und bei Glasdeckungen L-,  $\perp$ -, Sprossen- und Rinneneisen verwendet. Die Befestigung der Sparren auf den Pfetten muß so geschehen, daß ein Abrutschen nicht stattfinden kann; eine solche Befestigung wird bei eisernen Sparren in der Regel durch Vernietung oder Verschraubung, bei Holzsparren durch Aufkämmung und ev. noch Befestigungswinkel erzielt.

**2. Die Pfetten.** *a) Allgemeines und konstruktive Ausbildung.* Man unterscheidet First-, Fuß- und Zwischenpfetten, je nachdem die Pfetten auf die First-, Fuß- oder Zwischenknotenpunkte zu liegen kommen. Für Holzdächer und eiserne Dächer mit kleinen Binderabständen bis zu 4,0 m genügen im allgemeinen Holzpfetten. Bei eisernen Dächern werden Holzpfetten in der Regel bei einer Aufkämmung von 1,5 bis 2,0 cm durch Winkelstücke oder Bolzen an den Obergurten der eisernen Binder befestigt. Bei größeren Binderabständen ist Holz wegen der geringeren Tragfähigkeit nicht mehr ausreichend; für die alsdann erforderlichen eisernen Pfetten werden je nach den Binderabständen, dem Material und dem Gewicht der Deckung L-,  $\perp$ -, C- oder I-Profile verwendet. Auch Pfetten mit zusammengesetzten Querschnitten (Blech und Kastenträger) und sogar Fachwerkpfetten kommen bei besonders großen Anlagen vor.

Die Stellung der Pfetten zur Dachneigung kann verschieden sein und zwar kann der Steg eiserner Pfetten bzw. die größte Symmetrieachse bei Holzpfetten normal zur Dachneigung oder auch vertikal stehen. Die erstere Anordnung sei als normale Stellung, die zweite als aufrechte Stellung bezeichnet; Zwischenlagen innerhalb dieser beiden Stellungen sind selbstredend nicht ausgeschlossen. Ob die eine oder die andere Stellung günstiger ist, hängt von dem Verhältnis der senkrechten Lasten zu den Windkräften ab und es muß die Rechnung hierüber Aufschluß geben. Bei flachen Dachneigungen ist in der Regel die aufrechte Stellung, bei steilen Dächern die normale Stellung üblich.

Hinsichtlich des Anschlusses der Pfetten an die Dachbinder dürfte im allgemeinen die normale Stellung einfacher sein, da hierbei eine direkte Verbindung mit den Obergurtungen der Binder durch Vernietung, Verschraubung oder mit Hilfe von Anschlußwinkeln und Stützblechen leicht möglich ist. Doch auch die aufrechte Stellung bereitet hierin keine besonderen Schwierigkeiten, denn mit Hilfe von Knotenblechen und Anschlußwinkel läßt sich auch hierbei fast immer ein guter konstruktiver Anschluß erzielen.

Bei der Anordnung normaler eiserner Pfetten ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß durch die schrägliegenden Profillflansche keine Rinnen zum Ansammeln von Schweißwasser (Schweißrinnen) entstehen und daß die Tragfähigkeit der Profile mit Rücksicht



auf die Vertikallasten und Windkräfte zweckm sig ausgenutzt wird. So sind z. B. L- und  $\Gamma$ -Eisen möglichst nach den Abb. 471 bis 473 anzuordnen. Bei C-Eisen ist es mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit gleichgültig, ob die Flansche nach oben oder unten

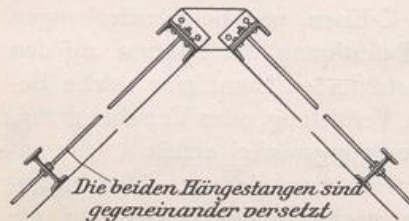
Abb. 471 bis 473. Eiserne Pfetten.



liegen, doch wird die letztere Anordnung zwecks Vermeidung von Schweißrinnen in der Regel vorzuziehen sein. Wegen der Beanspruchung der Pfetten sowohl in der einen als auch in der andern Hauptachsenrichtung ist es empfehlenswert, stets Profile mit großer seitlicher Steifigkeit zu verwenden; so werden z. B. bei großen Spannweiten I- und besonders Differdinger-Profile sowie Querschnitte mit zweckm sig zusammengesetztem Querschnitt von besonderem Vorteil sein.

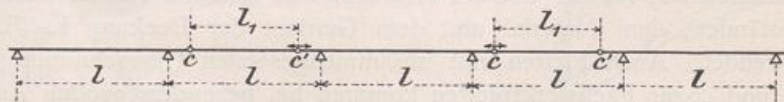
Mitunter kann bei sehr steilen Dächern auch ein Anhängen der Zwischenpfetten an die Firstpfetten innerhalb deren Stützweite erforderlich werden (Abb. 474). Die beiden Firstpfetten sind hierbei an den betreffenden Aufhängepunkten durch Rahmen miteinander zu verbinden.

Abb. 474. Anhängen der Zwischenpfetten an die Firstpfetten.



Bei großen Pfettenst tzweiten kommen mit Rücksicht auf eine Materialersparnis Auslegerpfetten (GERBER-Träger) zur Verwendung (Abb. 475), bei denen die Gelenkpunkte so gelegt werden, daß die größten negativen Momente über den Bindern gleich

Abb. 475. Auslegerpfette.



den größten positiven Momenten werden. Dies ist bei Annahme gleichm sig verteilter Belastung der Fall, wenn die Stützweite des eingehängten Trägers  $CC' : l_1 = 0,707 l$  ist. Die Dilatationen für Temperaturänderungen lassen sich bei solchen Gelenkpfetten durch Ausbildung von je einem l ngsbeweglichen Gelenk in jeder Gelenk ffnung leicht erreichen. In Abb. 475 sind diese l ngsbeweglichen Gelenke durch Pfeile besonders markiert.

b) *Die Berechnung der Pfetten.* Die Pfetten sind durch lotrechte Lasten, Eigengewicht und Schnee, sowie durch schräg, d. h. senkrecht zur Dachfläche wirkende Windkräfte belastet. Bei der aufrechten Pfettenstellung wirken die senkrechten Lasten in einer Hauptachse, die Windkräfte nicht in einer Hauptachse, während bei der normalen Pfettenstellung die Kr ftebene für Wind den Pfettenquerschnitt in einer Hauptachse und diejenige für lotrechte Lasten nicht in einer Hauptachse schneiden. Hierbei sind selbstredend Pfettenquerschnitte vorausgesetzt, bei denen eine Hauptachse bei der lotrechten Stellung senkrecht und bei der Normalstellung normal zur Dachfläche steht, z. B. C-, I- und Blechträger-Querschnitte für eiserne Pfetten bzw. rechteckige Querschnitte für Holzpfetten.







das qm Dachfläche war 85 kg, senkrecht zur Dachfläche wirkend, das Eigengewicht der Deckung 90 kg für das qm Grundfläche. Das Eigengewicht der Pfetten sei vorläufig zu 50 kg für das lfd. m angenommen. Für das lfd. m Pfette ergibt sich somit folgende gesamte lotrechte Belastung:

$$\begin{array}{l} \text{für Gewicht der Deckung } 90 \cdot 3,2 = 288 \text{ kg,} \\ \text{> > > Pfette } 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ >} \\ \text{> Schneelast . . . . } 75 \cdot 2,5 = 187,5 \text{ >} \end{array}$$

Zusammen 525,5 kg = rd. 0,525 t.

Das hierdurch auftretende Moment der Vertikalkräfte bei Annahme frei aufliegender Pfetten beträgt  $M_v = \frac{0,525 \cdot 4,0^2}{8} = 1,05$  tm. Die Windkraft für das lfd. m Pfette ist  $85 \cdot 3,2 =$  rd. 275 kg = 0,275 t und somit das Windmoment

$$M_w = \frac{0,275 \cdot 4,0^2}{8} = 0,55 \text{ tm.}$$

a) Bei Normalstellung der Pfetten (Abb. 477) wirkt  $M_w$  schon in einer Hauptachse; es ist also nur eine Zerlegung von  $M_v$  in die zwei Seitenkomponenten nötig und zwar ist, da  $\cos \alpha = \frac{2,5}{3,2}$  und  $\sin \alpha = \frac{2,0}{3,2}$ ,

$$M_{1v} = M_v \cdot \cos \alpha = 1,05 \cdot \frac{2,5}{3,2} = 0,82 \text{ tm}$$

$$M_{2v} = M_v \cdot \sin \alpha = 1,05 \cdot \frac{2,0}{3,2} = 0,656 \text{ tm.}$$

Somit wird  $M_1 = M_w + M_{1v} = 0,55 + 0,82 = 1,37$  tm = 137 000 kgcm,  
 $M_2 = M_{2v} = 0,656$  = rd. 0,66 tm = 66 000 kgcm.

Es ist nun  $W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k}$ . Unter der Annahme von  $k = 1000$  kg/qcm und  $c = 9$  ergibt sich

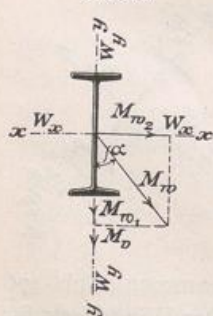
$$W_x = \frac{137000 + 9 \cdot 66000}{1000} = 137 + 594 = 731 \text{ cm}^3.$$

Für das I-Profil N. P. 32 mit  $W_x = 781$  cm<sup>3</sup> und  $c = \frac{W_x}{W_y} = \frac{781}{84,6} = 9,23$  wird die für obige Belastung auftretende Spannung

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1 + 9,23 M_2}{W_x} = \frac{137000 + 9,23 \cdot 66000}{781} = 955 \text{ kg/qcm;}$$

dies Profil kann also beibehalten werden.

Abb. 478. Berechnung aufrecht stehender Pfetten.



b) Bei der aufrechten Pfettenstellung (Abb. 478) wirkt  $M_v$  in der Hauptachse, und ist  $M_w$  in die folgenden Seitenkomponenten zu zerlegen:

$$M_{w1} = M_w \cdot \cos \alpha = 0,55 \cdot \frac{2,5}{3,2} = 0,43 \text{ tm,}$$

$$M_{w2} = M_w \cdot \sin \alpha = 0,55 \cdot \frac{2,0}{3,2} = 0,344 \text{ rd. } 0,35 \text{ tm.}$$

Somit

$$M_1 = M_v + M_{w1} = 1,05 + 0,43 = 1,48 \text{ tm} = 148000 \text{ kgcm,}$$

$$M_2 = M_{w2} = 0,35 \text{ tm} = 35000 \text{ kgcm.}$$

Für  $k = 1000$  kg/qcm und  $c = 9$  wird

$$W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k} = \frac{148000 + 9 \cdot 35000}{1000} = 148 + 9 \cdot 35 = 463 \text{ cm}^3.$$



Für das I-Profil N. P. 27 mit  $W_x = 491 \text{ cm}^3$  und  $c = \frac{W_x}{W_y} = \frac{491}{56} = 8,76$  wird

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1 + 8,76 \cdot M_2}{W_x} = \frac{148000 + 8,76 \cdot 35000}{491} = 930 \text{ kg/qcm.}$$

Für Profil N. P. 26 mit  $W_x = 441 \text{ cm}^3$  und  $c = \frac{441}{50,6} = 8,72$  würde folgende Maximalspannung entstehen:

$$\sigma_{\max} = \frac{148000 + 8,72 \cdot 35000}{441} = \frac{452000}{441} = \text{rd. } 1020 \text{ kg/qcm.}$$

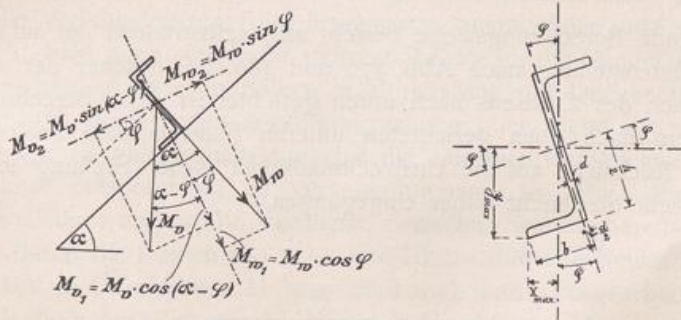
Während also bei diesem Beispiel für die aufrechte Pfettenstellung je nach der zulässigen Beanspruchung ein N. P. 26 bzw. N. P. 27 genügt, wäre für die Normalstellung ein Profil N. P. 32 erforderlich. Es ist also in statischer Hinsicht bei diesem Beispiel die aufrechte Pfettenstellung günstiger als die Normalstellung, welcher Umstand in erster Linie durch das Verhältnis der größeren Vertikallasten zu den geringeren Windkräften bedingt ist.

Die vorstehende Berechnungsweise der Pfetten gilt nicht für Pfettenquerschnitte ohne Symmetrieachse (Z-Eisen, ungleichschenklige Winkel usw.), da hierbei von vornherein die Lage der Hauptachse nicht bekannt und für jede Profil-Nummer eine andere ist. Für Pfetten aus Z-Eisen hat MEYERHOF in der »Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure« 1891, S. 696, eine ausführliche Berechnungsweise angegeben; die hierfür von MEYERHOF aufgestellte Tabelle ist auch in FÖRSTER, »Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten« enthalten.

Um jedoch die Möglichkeit zu geben, die Berechnung der an sich sehr zweckmäßigen Pfetten aus Z-Profilen auch ohne diese Tabelle vornehmen zu können, sei das folgende Verfahren angegeben. Bei der Pfettenstellung nach Abb. 479 sei wieder  $M_w$  das Moment der Windkräfte und  $M_v$  das Moment der Vertikallasten, ferner  $\varphi$  der Winkel der Hauptachsen zum Steg bzw. zur Senkrechten auf den Steg und  $M_1$  und  $M_2$  die Seitenmomente sämtlicher Kräfte in der Richtung der Hauptachsen; alsdann wird nach Abb. 479:

$$M_1 = M_w \cdot \cos \varphi + M_v \cdot \cos(\alpha - \varphi) \quad \text{und} \quad M_2 = -M_w \cdot \sin \varphi + M_v \cdot \sin(\alpha - \varphi). \quad (54)$$

Abb. 479 u. 480. Berechnung von Pfetten aus Z-Eisen.



Für die Profile 12 bis 20, die wohl für Pfetten fast nur in Betracht kommen, schwankt  $\text{tg } \varphi$  von 0,433 bis 0,313, d. h. der Winkel  $\varphi$  von  $23^\circ 30''$  bis  $17^\circ 30''$ ;  $\varphi$  könnte also im Mittel zu  $20^\circ$  angenommen werden. Unter Zugrundelegung dieser vorläufigen Annahme können die Werte  $M_1$  und  $M_2$  nach den vorstehenden Formeln ermittelt und dann das erforderliche Widerstandsmoment für die Hauptachse nach  $W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k}$



berechnet werden, wobei für  $c = \frac{W_x}{W_y}$  im Mittel der Wert  $c = 5$  bis  $6$  gesetzt werden könnte. Hat man nach dem so gefundenen  $W_x$  ein entsprechendes Normalprofil ausgewählt, so kann man die für das gewählte Profil durch die vorliegende Belastung auftretende Maximalspannung nach der Formel

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1}{J_x} \cdot y_{\max} + \frac{M_2}{J_y} \cdot x_{\max} \quad (55)$$

berechnen, indem man in diese Gleichung die für das gewählte Profil geltenden Werte  $M_1$  und  $M_2$  nach Gl. 54 (unter Einführung des für das betreffende Profil vorhandenen Winkels  $\varphi$ ) und die Hauptträgheitsmomente  $J_x$  und  $J_y$ , sowie die auf die Hauptachsen bezogenen Ordinaten  $y_{\max}$  und  $x_{\max}$  der äußersten Querschnittspunkte einsetzt.

Die Werte  $y_{\max}$  und  $x_{\max}$ , die in den Profiltabellen in der Regel nicht angegeben sind, können nach folgenden Formeln berechnet werden (s. Abb. 480):

$$y_{\max} = \frac{h}{2} \cdot \cos \varphi + \left(b - \frac{d}{2}\right) \cdot \sin \varphi,$$

$$x_{\max} = \left(b - \frac{d}{2}\right) \cos \varphi - \frac{h}{2} \cdot \sin \varphi.$$

Bezeichnet man  $\frac{J_x}{y_{\max}}$  mit  $W_x$  und  $\frac{J_y}{x_{\max}}$  mit  $W_y$ , so wird Gl. 55 zu

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y}.$$

Zur Vereinfachung der Berechnung sei für die wichtigeren Z-Profile Nr. 10 bis Nr. 20 noch folgende Tabelle angegeben:

Tabelle für Z-Eisen (zu Abb. 480).

N. P.	$\varphi$	$J_x$	$J_y$	$y_{\max}$	$x_{\max}$	$W_x$	$W_y$	$c$
10	26° 10'	270	24,6	6,77	2,65	39,8	9,3	4,28
12	23° 25'	470	37,7	7,75	3,02	60,6	12,5	4,85
14	21° 05'	768	56,4	8,72	3,39	88,0	16,6	5,30
16	19° 40'	1184	79,5	9,74	3,72	121	21,4	5,65
18	18° 15'	1759	110	10,7	4,08	164	27,0	6,1
20	17° 25'	2509	147	11,8	4,39	213	33,5	6,35

Die vorstehende Berechnungsweise bezieht sich selbstredend nur auf die günstige und zweckmäßige Pfettenstellung nach Abb. 479 und 480, bei welcher der auf dem Binder aufsitzende Flansch des Z-Eisens nach unten gerichtet ist. Die Berechnung für die Anordnung mit dem nach oben gerichteten unteren Flansch wäre analog vorzunehmen, doch wird mit Rücksicht auf die Unzweckmäßigkeit dieser Stellung in statischer und praktischer Hinsicht hier nicht näher eingegangen.