

Geusen
—
Leitfaden für Baukunde
insbesondere für Stahlbau
zum Gebrauche an maschinentechnischen
Lehranstalten

Dritte
völlig umgearbeitete und vermehrte Auflage

von

Dipl.-Ing. Erich Wichmann

vorm. Oberingenieur, Studienrat an der Höheren Technischen Lehranstalt
der Stadt Berlin für Hoch- und Tiefbau

Mit 275 Abbildungen und
7 Tafeln im Text



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH
1932

Geusen

Leitfaden für Baukunde
insbesondere für Stahlbau
zum Gebrauche an maschinentechnischen
Lehranstalten

Dritte
völlig umgearbeitete und vermehrte Auflage

von

Dipl.-Ing. Erich Wichmann
vorm. Oberingenieur, Studienrat an der Höheren Technischen Lehranstalt
der Stadt Berlin für Hoch- und Tiefbau

Mit 275 Abbildungen und
7 Tafeln im Text



Springer-Verlag
Berlin Heidelberg GmbH 1932

ISBN 978-3-662-26981-7 ISBN 978-3-662-28459-9 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-662-28459-9

**Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.**

Aus dem Vorwort zur ersten Auflage.

Der vorliegende Leitfaden verdankt seine Entstehung einer Anregung des Direktors der Staatl. Höheren Maschinenbauschule in Stettin, Herrn Prof. Brahtz. Sein Zweck ist ein doppelter: einmal das Diktat im Unterricht zu ersetzen und die dadurch gewonnene Zeit den Konstruktionsübungen bereitzustellen, dann aber zur Unterstützung dieser Übungen selbst mustergültige Beispiele der wichtigsten Einzelanordnungen zu bieten.

Der Umfang geht nicht über das durch den Lehrplan für die Höheren Maschinenbauschulen Vorgeschriebene hinaus; trotzdem zwang die Rücksicht auf die Preisstellung noch dazu, alles auf die Berechnung der Konstruktionen Bezügliche in Kleindruck zu setzen. Dadurch ergab sich aber andererseits zwanglos der Vorteil, den Leitfaden auch an den Maschinenbauschulen verwenden zu können, deren Lehrgebiet das in Großdruck Gesetzte umfaßt; der rechnerische Teil wird für diese Schulen zu Übungsaufgaben in der Mechanik (besonders in der 1. Klasse) und für die in das Eisenkonstruktionsfach übertretenden Schüler als Führer zur Weiterbildung willkommen sein.

Dortmund, im September 1914.

L. Geusen.

Aus dem Vorwort zur zweiten Auflage.

Um der beim Unterricht erkannten Notwendigkeit Rechnung zu tragen, noch mehr Zeit als bisher für die rechnerischen und zeichnerischen Übungen in den Eisenkonstruktionen zu gewinnen, sind die Stein- und Holzkonstruktionen in ihren Grundzügen in den Leitfaden aufgenommen, soweit ihre Kenntnis als Allgemeingut eines jeden Technikers und für die Gesamtanordnung eiserner Hochbauten unentbehrlich ist. Bei der in der heutigen Zeit wohlverständlichen Beschränkung in Wort und Bild verfolgt die Aufnahme dieser Konstruktionen lediglich den Zweck des Zeitgewinnes durch Vermeidung des Diktats.

Bei den Eisenkonstruktionen sind einige heute wenig oder gar nicht mehr verwendete Konstruktionen ausgeschaltet, im übrigen aber der frühere Umfang und Lehrgang beibehalten.

Dortmund, im August 1923.

L. Geusen.

Vorwort zur dritten Auflage.

Einer Aufforderung der Verlagsbuchhandlung gern folgend, habe ich die vorliegende Neubearbeitung des von Herrn Professor Dipl.-Ing. L. Geusen geschaffenen Leitfadens durchgeführt.

Es ist mein Bestreben gewesen, den Stoff möglichst auf den bisherigen Aufgabenkreis zu beschränken. Trotz knapper Fassung des Textes ließ sich jedoch eine Erweiterung des früheren Umfangs nicht vermeiden, da es notwendig erschien, verschiedene neue Teile aufzunehmen.

Die bisherigen Abschnitte über Stein- und Holzkonstruktionen sind mit geringen Änderungen übernommen worden; ergänzend wurden im ersten Abschnitt die Grundlagen der Herstellung und Verwendung des Betons eingefügt.

Den größeren Teil des Umfangs nimmt, seiner Bedeutung für den Maschinenbauer entsprechend, auch in der neuen Auflage der Abschnitt über Stahlkonstruktionen ein. Im Hinblick auf die erfolgte Weiterentwicklung des Stahlbaus, auf die in der Zwischenzeit eingeführten neuen Vorschriften und Normenbezeichnungen erschien es geboten, diesen Abschnitt völlig neu aufzustellen. Besonderer Wert wurde hierbei auf die Behandlung der konstruktiven Grundlagen gelegt, so daß das Büchlein auch allen denjenigen, die Stahlbaukonstrukteure werden wollen, ein nützlicher Führer sein kann. Eine kurze Darstellung der neuen Schweißtechnik des Stahlbaus wurde hinzugefügt. Den Schluß bildet jetzt ein besonderer Abschnitt über Eisenbetonkonstruktionen.

Die Einteilung in Großdruck und Kleindruck ist beibehalten worden, Abbildungen und Übungsbeispiele wurden dem Textteil entsprechend ergänzt und vermehrt.

Gleichzeitig war es notwendig, den bisherigen Titel: „Leitfaden für den Unterricht in Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen an maschinentechnischen Fachschulen“ abzuändern, da er sich nicht mehr ganz mit dem jetzigen Inhalt deckte.

Nicht versäumen möchte ich, der Verlagsbuchhandlung meinen Dank abzustatten für das freundliche Entgegenkommen, das sie mir bei allen Wünschen, die sich bei der Neubearbeitung ergaben, gewährte.

Berlin, im April 1932.

E. Wichmann.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Konstruktionen in Stein und Beton	1
I. Baustoffe	1
A. Natürliche Steine	1
B. Künstliche Steine	1
C. Mörtel	2
D. Beton	3
II. Herstellung der Mauern	4
A. Mauern aus künstlichen Steinen.	4
B. Mauern aus natürlichen Steinen.	5
C. Mauern aus Beton	6
III. Maueröffnungen	7
A. Der gerade Sturz	7
B. Der Bogen	7
IV. Gewölbe	9
Das Kappengewölbe.	9
V. Fabrikschornsteine	10
VI. Maschinenfundamente	11
Konstruktionen in Holz.	12
I. Baustoffe.	12
II. Fachwerkwände	13
III. Hängewerke	14
IV. Dachkonstruktionen	15
Konstruktionen in Stahl.	17
I. Allgemeines	17
A. Baustoffe und Walzprofile	17
B. Reinigung und Rostschutz	19
C. Wärme- und Feuerschutz.	20
II. Verbindungsmittel.	21
A. Die Nietung.	21
B. Die Schrauben	29
III. Träger	30
A. Einteilung der Träger	30
B. Berechnung vollwandiger Balkenträger.	31
C. Walzträger	33
D. Genietete Träger.	40
IV. Stützen.	45
A. Berechnung der Stützen	45
B. Ausführung der Stützen	47
V. Decken mit Stahlträgern	54
A. Decken mit Holzbalken	54
B. Massive Decken	54
C. Stählerne Decken	56

	Seite
VI. Berechnung von Fachwerkträgern	56
A. Rechnerische Bestimmung der Stabkräfte	58
B. Zeichnerische Bestimmung der Stabkräfte	60
C. Anwendung auf Dachbinder	61
VII. Dachkonstruktionen aus Stahl	61
A. Allgemeine Anordnung	61
B. Die Binder	62
C. Sparren und Pfetten	72
VIII. Dacheindeckungen	74
A. Falzziegeldeckung	74
B. Pappdeckungen	75
C. Holzzementdeckung	75
D. Massive Dacheindeckungen	76
E. Wellblechdeckung	77
F. Glasdeckung	78
IX. Fachwerkwände und Verbände	81
A. Die Wandausbildung	81
B. Die Verbände	83
X. Treppen	85
A. Allgemeines	85
B. Geradläufige stählerne Treppen	86
C. Wendeltreppen	87
XI. Geschweißte Konstruktionen	88
A. Allgemeines	88
B. Die Schweißverfahren	88
C. Die Schweißnähte	89
D. Beispiele für Schweißverbindungen	92
E. Ausführung und Prüfung	94
Konstruktionen in Eisenbeton	94
I. Allgemeines	94
II. Die Materialien	95
A. Der Beton	95
B. Das Eisen	95
C. Die Schalungen	96
III. Die Grundformen	96
A. Platten und Balken	96
B. Der Plattenbalken	98
C. Säulen. Stützen	98
D. Decken und Gewölbe	99

Verzeichnis der Tafeln.

Tafel I. Einheitliche Bezeichnungen für die Profile (DIN 1350)	19
Tafel II. Sinnbilder für Niete und Schrauben (DIN 407)	23
Tafel III. Regel-Nietabstände	26
Tafel IV. Tafel der ω -Werte	46
Tafel V. Dachneigungen	62
Tafel VI. Spannungsnachweis für Binderstäbe	67
Tafel VII. Sinnbilder für Schweißnähte (DIN 4100)	90

Konstruktionen in Stein und Beton.

I. Baustoffe.

A. Natürliche Steine.

Natursteine kommen entweder vor als Findlinge oder Feldsteine, auch „loses“ Gestein genannt, oder als feste Gebirgsmasse, die in Steinbrüchen abgebaut wird.

Für Bauzwecke geeignet ist ein Gestein, wenn es fest im Gefüge, wetterbeständig, wenig hygroskopisch (= wasseraufsaugend) und frei von schädlichen Einsprengungen ist. Gute Lagerflächen sind erwünscht.

Die wichtigsten Natursteine für Deutschland sind:

1. **Granit:** quarzreich, daher hart und wetterbeständig.
2. **Basalt:** Tafel- und Säulenbasalt. Basaltkleinschlag. Basaltlava.
3. **Kalkstein,** ebenso wie Marmor und Kreide aus kohlenstoffsaurem Kalk (CaCO_3) bestehend.
4. **Sandstein.** Bekannte Arten sind Miltenberger, Solenhofener, Ruhrkohlen-Sandstein.

Die in den Steinbrüchen gewonnenen Steine werden entweder unbearbeitet als Bruchsteine oder durch den Steinmetz bearbeitet als Werksteine (Haussteine, Quader) verwandt.

Eine wichtige Rolle in der Bauindustrie spielen ferner:

1. **Tonschiefer** für Dachschieferplatten zum Eindecken von Dächern.
2. **Gips** (= schwefelsaurer Kalk CaSO_4). Verwandt als:
 - a) **Stuck- oder Bildhauergips,** bis 130° gebrannt, erhärtet mit Wasser angemacht rasch unter Volumvergrößerung. Nicht wetterfest. Decken- und Wandputz. Gipsdielen. Rabetzputz (= Kalkmörtel mit Gips auf Drahtgeflecht).
 - b) **Estrichgips,** bis 400° gebrannt, erhärtet mit Wasser angemacht langsam zu einer festen, wetterbeständigen Masse. Gipsmörtel. Gipsestrich.
3. **Sand.** Grubensand ist scharfkantig, Fluß- und Seesand rundlich. Grober Sand: 3 bis 5 mm Korngröße; Kies: 5 bis 70 mm.
Steingrus: zerkleinertes Gestein zwischen 5 und 25 mm; darüber hinaus: Steinschlag-Schotter.
4. **Ton** für Ziegelfabrikation. Ebenso **Lehm** = Ton + Sand.
5. **Bims** = vulkanische Schlacke aus dem Eifelgebiet. Bimssand und Bimskies zur Herstellung von Leichtsteinen und Leichtbeton.
6. **Traß** = feingemahlener Tuffstein, für Traßmörtel verwandt.

B. Künstliche Steine.

1. **Gebrannte Steine,** hergestellt aus Lehm. Dieser wird entweder von Hand (Sandstrich- und Wasserstrichverfahren) oder mit der Ziegelformmaschine zu Steinen geformt, darauf an der Luft oder in besonderen Trockenschuppen getrocknet und endlich gebrannt. Das Brennen im Feldofen liefert ungleichmäßig gebrannte, aber billige und für viele Zwecke ausreichend feste Steine. Das Brennen im Ringofen gestattet einen ununterbrochenen Betrieb und die Erzeugung großer Mengen gleichmäßig gebrannter Steine bei geringem Brennmaterialbedarf.

Die wichtigsten Erzeugnisse des Ringofens sind:

- a) **Ziegelsteine** (Normalformat $25 \times 12 \times 6,5$ cm); man unterscheidet Mauerziegel 2. Klasse mit 100 kg/cm^2 , Mauerziegel 1. Klasse mit 150 kg/cm^2 und Hartbrandsteine mit 250 kg/cm^2 Mindestdruckfestigkeit.

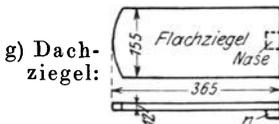
b) Klinker: bis zum Verglasen (Sandzusatz) gebrannte Steine; sehr hart (350 kg/cm^2 Mindestdruckfestigkeit) und wasserundurchlässig.

c) Loch- oder Hohlsteine:  geringeres Gewicht; gleichmäßiger Brand; bessere Mörtel-erhärtung; guter Schutz gegen Schall, Kälte und Feuchtigkeit.

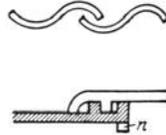
d) Poröse Steine: dem Ton werden brennbare Stoffe wie Kohlenstaub, Sägemehl, Torfmüll u. a. beigemischt. Beim Brennen bleiben Hohlräume zurück, die Poren bilden. Verwandt für Innenwände und Decken. Gleiche Vorteile wie c).

e) Verblendsteine: aus bestem Ton besonders sorgfältig hergestellt und gebrannt; für äußere Verkleidung der Mauer; meist glasiert und dann wasserundurchlässig. Mettlacher Platten zum Belegen der Fußböden (Fliesen) und Bekleiden der Wände.

f) Chamottesteine: feuerfeste Steine aus einer Mischung von frischem Ton mit bereits gebranntem, gemahlenem Ton (Chamotte).



Biber-
schwänze
oder Flach-
ziegel (eben).



Dachpfannen oder
S-Ziegel (gekrümmt).

Falzziegel (ohne
Mörtelverstrich der
Fugen dicht).

2. Ungebrannte Steine.

a) Rheinische Schwemmsteine: Kalkbrei und vulkanischer Bims Kies werden zu Steinen ($25 \times 12 \times 9,5 \text{ cm}$) geformt und an der Luft getrocknet. Mindestdruckfestigkeit 20 kg/cm^2 . Geringes Gewicht (ca. 1000 kg/m^3). Wasser-, wärme- und feuersicher, schallsollierend, nagelbar.

b) Kalksandsteine: 1 Teil Kalk auf 10 bis 15 Teile Quarzsand, zu Steinen gepreßt und in Härtekesseln unter hohem Dampfdruck gehärtet. Mindestdruckfestigkeit 150 kg/cm^2 .

c) Schlackensteine: 1 Teil Kalk auf 10 bis 15 Teile granulierten (= gekörnten) Hochofenschlacke. — Mit Zementzusatz: Schlackenbetonsteine.

d) Lehmsteine: aus nassem Lehm geformt und an der Luft getrocknet. Nur für innere Fachwerkwände brauchbar.

e) Korksteine: Korkabfälle mit kalkigen oder tonigen Bindemitteln oder als schwarze Korksteine mit Pech. Sehr leicht, gut isolierend gegen Wärme und Schall. Korkisolierschalen als Wärmeschutz für Dampfföhre.

C. Mörtel.

1. Luftmörtel (Kalkmörtel) erhärtet nur an der Luft und besteht aus 1 Teil Kalkbrei auf 2 bis 3 Teilen Sand. Der Sandzusatz hat (neben der Verringerung der Kosten) das zu starke Setzen der Mauer zu verhindern.

Gewinnung des Kalkbreis: Brennen des Kalksteins (CaCO_3) im Ringofen oder in besonderen Kalköfen zur Ausscheidung der Kohlensäure: $\text{CaCO}_3 - \text{CO}_2 = \text{CaO}$ (gebrannter Kalk). Der so gewonnene gebrannte Kalk wird mit Wasser zu Kalkbrei gelöscht: $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} = \text{CaH}_2\text{O}_2$ (Kalkbrei oder gelöschter Kalk).

Erhärtung des Mörtels durch Abgabe von Wasser an die Luft und gleichzeitige Aufnahme von Kohlensäure aus der Luft: $\text{CaH}_2\text{O}_2 - \text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2 = \text{CaCO}_3$ (kohlen-saurer Kalk).

Im Sommer Anlässen der Ziegelsteine, damit diese dem Mörtel das Wasser nicht entziehen. Bei dicken Mauern die Anordnung von Luftschichten oder die Verwendung von Hohlsteinen zur Beschleunigung der Mörtelerhärtung.

Der Sand muß scharfkantig (Grubensand) und frei von tonigen und organischen Bestandteilen sein. Der Kalkbrei muß in der Löschrube mindestens 8 Tage „ingesumpft“ bleiben für Putzmörtel 6 bis 8 Wochen.

Übliches Mischungsverhältnis: für Mauerwerk 1 : 3, für Putz 1 : 2. Mischen entweder mit Hand oder bei größeren Bauten mit Mörtelmischmaschinen.

2. Wassermörtel (= hydraulischer Mörtel). Erhärtet auch unter Wasser. Die wesentlichen Bestandteile sind Kalk und Ton.

a) Wasserkalkmörtel (= hydraulischer Kalkmörtel), gewonnen aus:

α) hydraulischem Kalkstein = Magerkalken oder Graukalken, das sind Kalksteine mit 20 bis 40% Tongehalt. Der gebrannte Kalk wird in kleinen kegelförmigen Haufen mit Sand bedeckt, durch Übergießen mit Wasser abgelöscht und sogleich zu Mörtel verarbeitet oder er wird feingemahlen als Romanzement fertig bezogen. Verwandt für Fundamentmauern, Bögen, Gewölbe.

β) Kalkmörtel mit hydraulischen Zuschlagstoffen, z. B. Traß, = Traßkalkmörtel. Verwandt für Wasserbauten.

b) Zementmörtel: Zement wird in bestimmtem Mengenverhältnis trocken mit Sand gemischt und unter allmählichem Wasserzusatz (Brause) zu Mörtel verarbeitet.

Zement (Portlandzement) wird hergestellt aus einer innigen Mischung von kalkigen und tonigen Rohstoffen durch Brennen bis zur Sinterung und Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit (= Pulver). „Deutsche Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzementen vom Dez. 1909.“

Abbinden des Zementes = Übergang vom breiigen in den starren Zustand. Es gibt rasch und langsam bindende Zemente. Andere wichtige Eigenschaften, auf die sich die Prüfung des Zementes erstreckt, sind die Raumbeständigkeit, die Druck- und Zugfestigkeit.

Eisenportlandzement ist eine Mischung von mindestens 70% Portlandzement mit höchstens 30% gekörnter, fein vermahlener Hochofenschlacke. Unempfindlich gegen Moor- und Meerwasser.

Hochofenzement besteht überwiegend aus fein gemahlener basischer Hochofenschlacke. Ein Mindestgehalt von 15% Portlandzement ist vorgeschrieben. Langsamere Abbindezeit.

Hochwertige Zemente sind solche, die in kurzer Zeit eine hohe Festigkeit erreichen. Verkürzung der Ausschulfristen.

Kalkzementmörtel (= verlängerter Zementmörtel) ist Kalkmörtel mit Zementzusatz (meist 1 Teil Zement, 2 Teile Kalk und 8 Teile scharfer Sand).

D. Beton.

1. Zusammensetzung des Betons. Beton entsteht aus dem Zementmörtel durch Hinzufügung gröberer Zuschlagstoffe (Kies, Grus oder Steinschlag). Mischung mit Hand oder mit Maschinen. Vorher sind die Zuschlagstoffe anzunässen.

Das Verhältnis von 1 Raumteil Zement zu den Raumteilen von Sand und Zuschlagstoffen wird Mischungsverhältnis genannt. Es ändert sich je nach dem Verwendungszweck. Übliche Verhältnisse sind:

Für Fundamente und aufgehendes Mauerwerk: 1 T. Zement + 3 T. Sand + 5 bis 6 T. Kies,
für Mauerpfeiler, Gewölbe, Decken: 1 „ „ + 2 „ „ + 3 bis 4 „ „

2. Die Bestandteile. Die Festigkeit des Betons ist abhängig von den Eigenschaften des verwandten Zementes und der Zuschlagstoffe, von der Menge und Art des Wasserzusatzes und von der Verarbeitung.

a) Der Sand soll möglichst scharfkantig und rein sein. Keine lehmigen und pflanzlichen Bestandteile. Eine Mischung von verschiedener Korngröße gibt größere Festigkeiten.

b) Das gleiche gilt von den Zuschlägen. Steinschlag kann bei Stampfbeton bis zur Stückgröße von 4 bis 5 cm mitverarbeitet werden, jedoch muß auch ein ausreichender Anteil feinkörniger Bestandteile von jeder Größe im Gemenge enthalten sein, damit keine Hohlräume entstehen. Ein Beton wird besonders hohe Druckfestigkeit und Dichtigkeit aufweisen, wenn der Zement genau die Hohlräume des Sandes und der so entstandene Zementmörtel genau die Hohlräume der Zuschlagstoffe ausfüllt.

In der Regel werden die Zuschlagstoffe bevorzugt, die in der Nähe der Baustelle zu gewinnen sind. Kies wird oft in der Baugrube selbst gefunden. Er ist um so besser, je verschiedener die Korngröße seiner Bestandteile ist. Scharfkantiger Grubenkies gibt höhere Festigkeiten als der rundliche Flußkies. Oft kann auch Kiessand, d. i. das natürliche Gemenge von Sand und Kies, unmittelbar zur Mörtelmischung benutzt werden.

Leichtbeton enthält als Zuschlag Bimskies und Traß oder zerkleinerte Hochofenschlacke.
Bimsbeton: Zement + Bimssand + Kiessand.

Schlackenbeton: Zement + gekörnte Hochofenschlacke + Kiessand.

Ein besonders harter Beton, der als Überzug für Treppenstufen, Arbeitsbühnen und andere Betonflächen, die einer starken Abnutzung ausgesetzt sind, empfohlen wird, ist der Kleinpelische Stahlbeton.

c) Das Zusatzwasser muß rein sein. Ungeeignet ist deshalb Meerwasser, Wasser aus Mooren und Sümpfen, Wasser mit Gehalt von Säuren, Fetten, Magnesia, Mineralien usw. Am besten ist Regen- und Brunnenwasser. Auch bei Grundwasser ist Vorsicht notwendig. In zweifelhaften Fällen ist chemische Untersuchung des Wassers zu veranlassen. Zu warmes Wasser verkürzt die Abbindezeit, zu kaltes Wasser verlängert sie.

Bei einem bestimmten Wasserzusatz erreicht der Beton seine größte Festigkeit. Wird zu wenig Wasser zugesetzt, so kann das Abbinden nur unvollkommen erfolgen. Je höher der Wasserzusatz, desto mehr Zement muß die Mischung enthalten, wenn eine bestimmte Festigkeit erreicht werden soll.

II. Herstellung der Mauern.

A. Mauern aus künstlichen Steinen.

1. Zur Herstellung des Mauerverbandes sind $\frac{1}{2}$ -, $\frac{3}{4}$ - und $\frac{1}{2}$ -Steine mit 25, 18,5 und 12 cm Länge erforderlich. Mehrere in einer Ebene neben- und hintereinander gelegte Steine bilden eine Schicht, und zwar:

a) Läufer-schicht: die Steine liegen mit ihrer 25 cm langen Seite parallel der Mauerflucht und heißen Läufer.

b) Binders-chicht: die Steine liegen mit ihrer 25 cm langen Seite rechtwinklig zur Mauerflucht und heißen Binder.

c) Rollschicht: eine hochkant gestellte Binders-chicht.

Die Zwischenräume zwischen den Steinen heißen Fugen, und zwar:

a) Lagerfugen: die Fugen zwischen den einzelnen Schichten, i. M. 1,2 cm stark, so daß 13 Schichten auf 1 m Mauerhöhe entfallen.

b) Stoßfugen: die Fugen zwischen den Steinen in und derselben Schicht, 1 cm stark.

2. Mauermaße. Die Stärke einer Mauer wird in ganzen und halben Steinlängen angegeben; eine Mauer von n Steinen ist $s = (26n - 1)$ cm dick. Es ergeben sich hierbei folgende Maße:

$\frac{1}{2}$	Stein	starke Mauer	. . .	$s = 12$ cm
1	"	"	"	$s = 25$ cm
$1\frac{1}{2}$	"	"	"	$s = 38$ cm
2	"	"	"	$s = 51$ cm
$2\frac{1}{2}$	"	"	"	$s = 64$ cm usw.

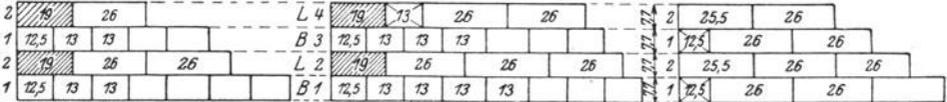


Abb. 1. Blockverband.

Abb. 2. Kreuzverband.

Abb. 3. Läuferverband.

Die Länge einer Mauer von n Steinen beträgt ebenfalls $l = (26n - 1)$ cm, wenn sie beiderseits frei endet, dagegen $26n$, wenn sie an einer Seite und $(26n + 1)$ cm, wenn sie an beiden Seiten an eine andere Mauer anschließt. Die Lichtweite einer Maueröffnung beträgt $(26n + 1)$ cm.

3. Regeln für den Mauerverband. a) Die Lagerfugen müssen durch die ganze Dicke der Mauer glatt durchgehen und genau waagrecht verlaufen.

b) In der Ansicht der Mauer müssen Läufer- und Binders-chichten regelmäßig wechseln.

c) Die Stoßfugen in zwei übereinander liegenden Schichten müssen um mindestens $\frac{1}{4}$ Stein gegeneinander versetzt sein. Deshalb werden an den Enden der Mauer in jeder Läufer-schicht $\frac{3}{4}$ Steine („Dreiquartiere“) angeordnet.

d) Es sind möglichst ganze Steine zu verwenden.

e) Im Innern sollen möglichst viele Binder liegen.

Auf Grund dieser Regeln sind die Mauerverbände entstanden. Die üblichsten sind der Blockverband (Abb. 1) und der in der Ausführung meist bevorzugte Kreuzverband (Abb. 2), bei dem in jeder 2. Läufer-schicht neben dem Dreiquartier noch ein $\frac{1}{2}$ Stein eingelegt wird. Für $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauern wird der Läufer- oder Schornsteinverband (Abb. 3) verwendet, für 1 Stein starke Mauern der Binder- oder Streckverband, der abwechselnd aus einer glatten Binder- und einer Läufer-schicht besteht.

4. Mauerstärken. Die Stärken der Gebäudemauern liegen durch Erfahrungswerte fest; nur bei außergewöhnlichen Belastungen ist ein Festigkeitsnachweis erforderlich.

Umfassungsmauern von Wohnhäusern müssen $1\frac{1}{2}$ Stein stark sein, wenn sie ausreichend Schutz gegen die Witterung gewähren sollen. Bei höheren Gebäuden nach je zwei Geschossen eine Verstärkung um $\frac{1}{2}$ Stein.

Balkentragende Mittelmauern in zweigeschossigen Häusern müssen 1 Stein, in mehrgeschossigen mindestens $1\frac{1}{2}$ Stein stark sein. Für nicht belastete Trennwände genügt $\frac{1}{2}$ Stein; sie können noch schwächer werden, wenn sie aus Gipsdielen, als Rabitzwände oder als Bretterwände hergestellt werden. Treppenhauswände mindestens 1 Stein stark. Kellermauern $\frac{1}{2}$ Stein stärker als die Mauern im Erdgeschoß; bei eingeschossigen Häusern genügt 38 cm.

Brandmauern dienen dazu, die Ausbreitung eines Brandes zu verhindern. Sie werden ohne Öffnung in mindestens 1 Stein Stärke massiv bis über die Bedachung hinaus hochgeführt.

Die Mauer wird zur besseren Mörtelerhärtung oder zum Schutz gegen das Durchdringen von Schall, Kälte und Feuchtigkeit oft mit einer Luftschicht versehen, deren Breite meist $\frac{1}{2}$ Stein = 7 cm beträgt. Die durch die Luftschicht getrennten beiden Mauerteile werden in den Binderschichten durch in Asphalt getauchte Ankersteine in Abständen von 2 bis 3 Steinen

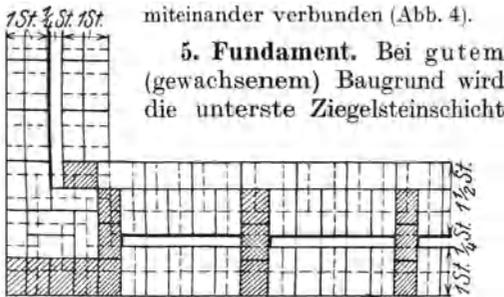


Abb. 4. Mauer mit Luftschichten.

miteinander verbunden (Abb. 4).

5. Fundament. Bei gutem (gewachsenem) Baugrund wird die unterste Ziegelsteinschicht

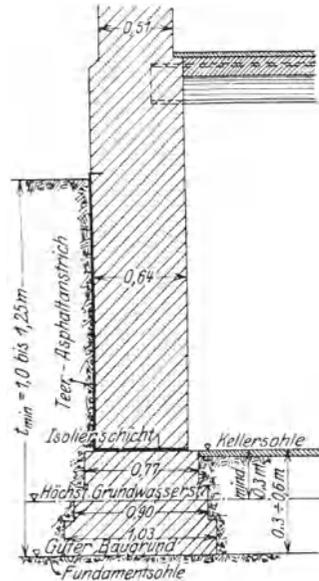


Abb. 5. Mauerfundament.

trocken auf das waagrecht abgegliche Erdreich, die „Fundamentsohle“, gelegt; diese muß 1,0 bis 1,25 m unter Terrain liegen, damit der Frost nicht unter das Mauerwerk dringt, und 0,3 bis 0,6 m unter Kellersohle, damit die Mauer nicht durch den einseitig wirkenden Erddruck seitlich verschoben wird. Da guter Baugrund mit nicht mehr als 3 bis 4 kg/cm² beansprucht werden darf, ist die Mauerstärke im Fundament entsprechend zu vergrößern (Abb. 5).

Gegen Aufsteigen der Feuchtigkeit von unten wird in Höhe der Kellersohle eine Isolierschicht aus Asphalt, Asphaltpappe oder am besten Asphaltisoliertplatten eingelegt; gegen seitliches Eindringen der Feuchtigkeit wird die Mauer außen nach der Mörtelerhärtung zweimal mit heißem Teer + 15% Asphalt gestrichen und zweckmäßig mit einer bis zum Terrain reichenden Luftschicht versehen. Kellersohle mindestens 0,3 m über dem höchsten bekannten Grundwasserstand.

B. Mauern aus natürlichen Steinen.

1. Feldsteinmauerwerk. Feldsteine oder Findlinge werden gewöhnlich gespalten und dann zu einem netzartigen Mauerwerk, dem „Zyklopmauerwerk“ zusammengefügt. Verwandt für Grundmauern und zur Verblendung von Sockelmauern. Für Wohnraumwände nicht geeignet, da kalt und feucht.

2. Bruchsteinmauerwerk. Meistens aus lagerhaften, d. h. mit ebenen Lagerflächen versehenen Bruchsteinen errichtet. Die Mauerenden, die Tür- und Fenstereintrahmungen werden in Ziegelsteinen, seltener in Werksteinen hergestellt. Für das aufgehende Mauerwerk dient der Bruchstein meist nur als Verblendung (etwa 20 cm dick) für eine Backsteinhintermauerung.

3. Werkstein- oder Quadermauerwerk. Ebenfalls gewöhnlich als äußere Verblendung von Ziegelsteinmauerwerk. Zur Verringerung des Setzens wird verlängerter Zementmörtel verwandt. Die Höhe der Werksteine soll ein Vielfaches der Ziegelsteinschichthöhe sein. Die Verbindung der Werksteine unter sich und mit der Hintermauerung erfolgt durch eiserne Klammern, Dübel und Anker.

C. Mauern aus Beton.

1. Verarbeitung des Betons. Je nach der Menge des Zusatzwassers wird unterschieden: erdfeuchter Beton, plastischer Beton und Gußbeton.

a) Der erdfeuchte Beton wird gestampft (= Stampfbeton). Erst nach längerem Stampfen soll sich aber Wasser zeigen. Gute Aufsicht bei der Herstellung ist notwendig, da leicht Schichtenbildung im Betonkörper entsteht. Der Stampfbeton hat hohe Druckfestigkeit.

b) Der weiche (plastische) Beton soll so viel Wasser enthalten, daß die Ränder der Stampflöcher nur kurze Zeit stehen bleiben und langsam verlaufen. Weniger Stampfarbeit erforderlich. Geeignet für den Eisenbetonbau, weil eine einwandfreie Einhüllung der Eisenteile zu erwarten ist.

c) Gußbeton wird als flüssiger Brei in Betonmischmaschinen hergestellt und rinnt von einem hohen Verteilungsturm aus in einem System von geneigten Röhren und Schüttrinnen bis an den Verwendungsplatz. Einstampfen fällt fort. Der Gußbeton braucht eine längere Abbindezeit, wird jedoch besonders dicht und glatt. Durch den langen Transportweg entsteht die Gefahr der Entmischung. Auch Hohlräume können sich leicht im Gußkörper bilden.

d) Neuerdings wird der Beton bei kleineren Bauteilen zuweilen mit einem Spritzverfahren eingebracht (Spritzbeton, Torkretverfahren).

e) Für die Herstellung von Betonkörpern unter Wasser kommt das Schüttverfahren zur Anwendung. Weicher Beton wird in Trichtern und Senkkasten, die während des Schüttens stets gefüllt sein müssen, hinuntergebracht, so daß ein freier Fall durch das Wasser vermieden wird.

f) Das Betonieren im Winter muß mit Vorsicht geschehen. Bei einer Temperatur unter -3°C sind besondere Maßnahmen (Erwärmung des Wassers und der Zuschlagstoffe, Beschränkung des Wasserzusatzes, Umschließen und Heizen der Arbeitsstelle usw.) erforderlich. Frost unterbricht das Erhärten des Betons; nach dem Auftauen geht der Erhärtungsprozeß wieder weiter.

2. Die Herstellung von Betonmauern. Hierfür kommt besonders der Stampfbeton zur Anwendung. Es werden Schalungen aus Holz, zuweilen auch aus Eisen hergestellt, zwischen die der fertige erdfeuchte Beton in Schichten von etwa 20 cm Höhe eingebracht und gestampft wird. Fundamentmauern werden gewöhnlich ohne Schalungen unmittelbar zwischen den Grabenwänden eingestampft.

Bei aufgehendem Mauerwerk werden die Schalwände an Stielen mit dem Fortschreiten der Arbeit in die Höhe gezogen. Holzdübel und eiserne Haken für die Tür- und Fensterbekleidung usw. werden schon beim Einstampfen eingelegt. Schornsteinrohre und andere Kanäle werden durch entsprechende Formen aus Holz oder Eisen, die später herausgezogen werden, ausgespart, ebenso die Löcher für die Balkenköpfe.

Die Ausschalung darf erst auf besondere Anweisung hin erfolgen, wenn genügende Erhärtung eingetreten ist.

Es darf stets nur so viel Beton gemischt werden, als sogleich verarbeitet werden kann, da die fertige Betonmasse nach zwei Stunden bereits abzubinden beginnt. Ist beim Aufbringen einer neuen Lage die alte Betonschicht schon erhärtet, so muß diese zunächst aufgerauht, abgefegt und mit dünnem Zementbrei angefeuchtet werden.

Wohnhauswände werden oft im Schütt- oder im Gußverfahren aus Schlackenbeton hergestellt, der sich durch geringes Gewicht und gute Wärmehaltung auszeichnet. Die Betonmasse wird stockwerkweise in die Schalungen eingebracht. Bei der Zöllbauweise wird hierbei ein besonders konstruiertes Schalungssystem angewandt, das leicht auf- und abzubauen ist und sich allen Mauerformen gut anpaßt.

III. Maueröffnungen.

Sie sind notwendig zur Zuführung von Licht und Luft (Fensteröffnungen) oder zur Vermittlung des Verkehrs (Türöffnungen).

Form und Größe der Fensteröffnungen ist sehr verschieden. Bei Wohnhäusern soll die freie Lichtfläche $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ der Zimmergrundfläche sein. Es empfiehlt sich, die Abmessungen der „Normenfenster“, die in den DIN-Normen festgelegt sind, zu wählen. Übliche Abmessungen für Wohnhaustüren sind:

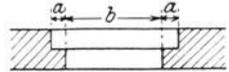


Abb. 6. Maueranschlag.

einflügelige Haustüren	1,00–1,20 m	Breite;	2,20–2,40 m	Höhe
zweiflügelige „	1,30–1,80 m	„ ;	2,30–2,60 m	„
einflügelige Zimmertüren	0,90–1,00 m	„ ;	2,00–2,10 m	„
zweiflügelige „	1,40–1,80 m	„ ;	2,20–2,50 m	„

Verschließbare Öffnungen erhalten einen Maueranschlag (Abb. 6), dessen Breite bei Fenstern $a = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ Stein, bei Außentüren $a = \frac{1}{2}$ bis 1 Stein beträgt.

Die Maueröffnungen werden entweder gerade (gerader Sturz) oder gekrümmt (Bogen) abgedeckt.

A. Der gerade Sturz.

Er kann (Abb. 7) gebildet werden durch:

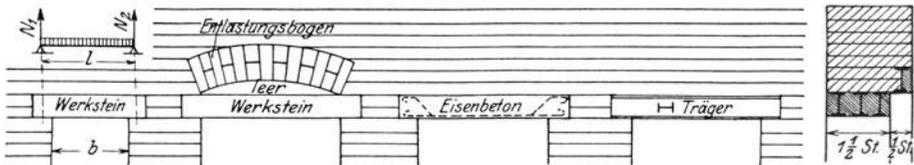


Abb. 7. Gerader Sturz.

1. Werksteine, die aber wegen ihrer geringen Zugfestigkeit bei größerer Öffnungsbreite stets mit einem Entlastungsbogen versehen sind.

2. Eisenbetonbalken, fabrikmäßig hergestellt.

3. Eiserne Träger (I oder C), wobei so viel Träger nebeneinander angeordnet werden, wie die Mauer halbe Steine stark ist. Der Maueranschlag wird durch Höherrücken eines oder mehrerer Träger hergestellt (vgl. Abb. 61).

B. Der Bogen.

1. Bei einem Bogen (Abb. 8) wirken die einzelnen Steine als Keile, die sich gegeneinander und gegen die festen Seitenmauern, die Widerlager, pressen und an diesen nicht nur lotrechte, sondern auch waagerechte Stützdrücke hervor-

rufen; letztere (H) sind an beiden Widerlagern gleich groß und heißen Horizontalschub des Bogens.

Die bei einem Bogen üblichen Bezeichnungen sind in Abb. 9 eingetragen. Je nach der Form der Bogenlinie ACB , die beliebig gestaltet sein kann, unterscheidet man die in Abb. 10 angegebenen hauptsächlichsten Bogenarten.

Die Stärke CE (Abb. 9) des Bogens wird bei Ziegelsteinbögen in ganzen und halben Steinlängen angegeben. Den Regeln des Mauerverbands entsprechend müssen die Lagerfugen ($LL'L_1L'_1$ in Abb. 9) als zur inneren Leibung recht-

AB Spann- oder Stützweite l .
 MC Pfeil- oder Stichhöhe f .
 AA_1 und BB_1 Kämpferlinien.
 C Scheitel.
 CE Stärke.
 aa Anfänger oder Kämpfersteine.
 s Schlußstein.

Abb. 9.

$ACBA_1C_1B_1$ innere od. untere Leibung.
 $DEFD_1E_1F_1$ äußere od. obere Leibung.
 $LL'L_1L'_1$ Lagerfuge.
 st Stoßfuge.

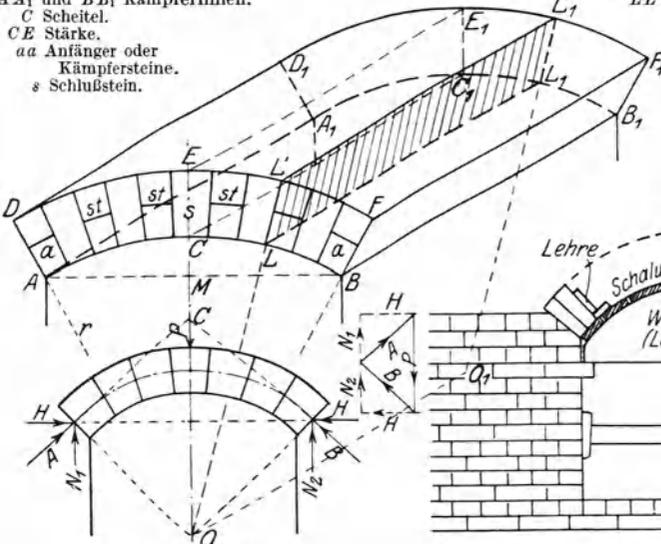


Abb. 8. Bogen.

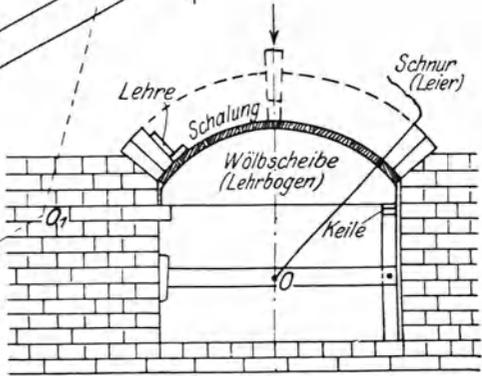


Abb. 11. Lehrgerüst.

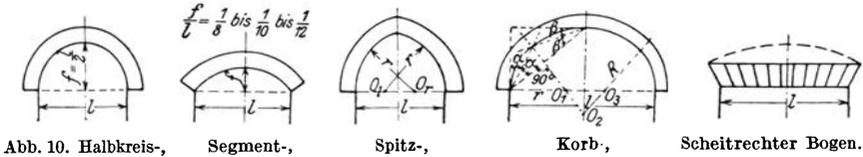


Abb. 10. Halbkreis-, Segment-, Spitz-, Korb-, Scheitrecter Bogen.

winklig stehende Ebenen durch die ganze Bogenstärke hindurchgehen, die Stoßfugen (st in Abb. 9) aber in zwei aufeinander folgenden Schichten um mindestens $\frac{1}{4}$ Stein gegeneinander versetzt sein.

2. Zur Herstellung eines Bogens ist ein Lehrgerüst (Abb. 11) erforderlich, das aus der Bretterschaltung, den Wölbscheiben und (bei größerer Öffnungsbreite) dem Untergerüst besteht. Die Aufmauerung des Bogens erfolgt gleichmäßig von beiden Kämpfern aus (Einteilung der Lagerfugen auf der Wölbscheibe; Richtung der Lagerfugen durch eine im Kreismittelpunkt befestigte Schnur, die Leier, oder durch eine auf die Schalung gestellte Lehre mit zur inneren Leibung rechtwinklig stehender Kante); zuletzt wird der Schlußstein mit sanftem Druck eingeschoben.

Die Ausrüstung des Bogens erfolgt erst nach vollständiger Mörtelerhärtung, und zwar mittels der zwischen Wölbscheiben und Untergerüst eingelegten Keile (Schraubenspindeln, Sandtöpfe) langsam, damit das Gewicht des überliegenden Mauerwerks allmählich vom Lehrgerüst auf den Bogen übergeht.

IV. Gewölbe.

Dient ein Bogen nicht zur Überdeckung einer Maueröffnung, sondern zur Überdeckung des Raumes zwischen zwei Mauern, so heißt er ein Gewölbe, und zwar ein Tonnengewölbe, wenn die Bogenlinie ein Halbkreis ist (Abb. 12), ein Kappengewölbe (preußische Kappe), wenn sie ein Segmentbogen ist (Abb. 13).

Führt man durch ein Tonnengewölbe oder Kappengewölbe zwei Schnitte nach den Grundrißdiagonalen (Abb. 14), so zerfällt es in die Wangen mit je einer Kämpferlinie und einem Scheitelpunkt und in die Kappen mit je zwei Kämpferpunkten und einer Scheitellinie. Durch Zusammensetzung von 4 Wangen entsteht das auf allen 4 Raumseiten auflagernde Klostergewölbe (Abb. 15), durch Zusammensetzung von 4 Kappen aber das nur in den 4 Eckpunkten auflagernde Kreuzgewölbe (Abb. 16).

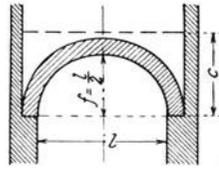


Abb. 12. Tonnengewölbe.

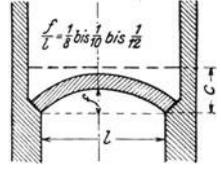


Abb. 13. Kappengewölbe.

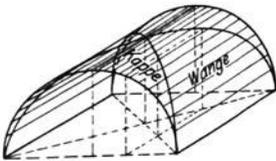


Abb. 14. Tonnengewölbe.

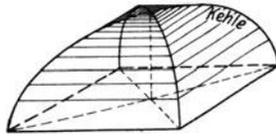


Abb. 15. Klostergewölbe.

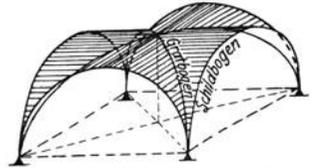


Abb. 16. Kreuzgewölbe.

Das zur Überdeckung und zur Überdachung von Fabrikräumen wichtigste ist **Das Kappengewölbe.**

Soll ein Raum überdeckt werden, so teilt man ihn der Länge nach in eine Anzahl gleicher Teile von 1,0 bis 1,5 m Weite; in diesen Teilpunkten ordnet man

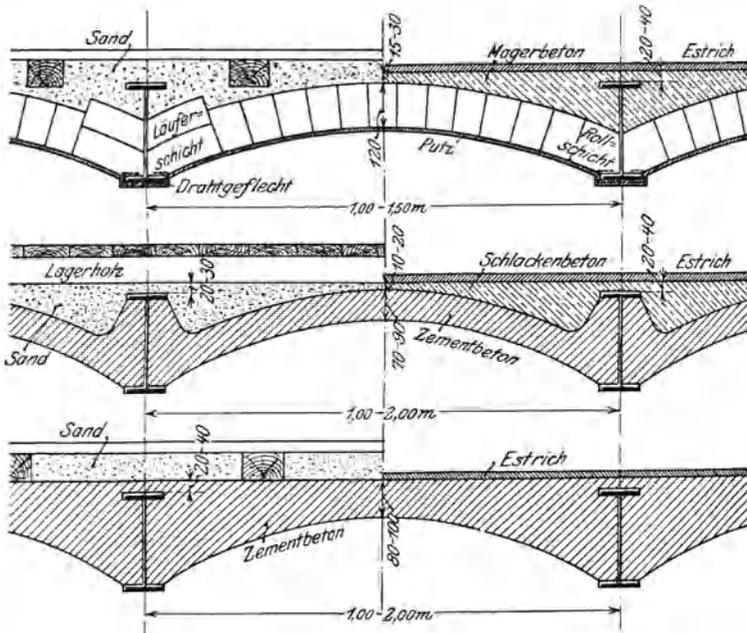


Abb. 17 bis 19. Gewölbte Decken.

eiserne Träger an, zwischen die die Kappengewölbe aus Ziegelsteinen ($\frac{1}{2}$ Stein stark, Abb. 17), Hohlsteinen oder aber meist Beton (Abb. 18 und 19) gespannt werden.

Der Horizontalschub an den Fußpunkten der Kappen hebt sich aus je zwei benachbarten Feldern gegenseitig auf. In den Randfeldern ist jedoch der übrigbleibende äußere Gewölbeschub wirksam und muß, da das Mauerwerk als Widerlager meist zu schwach ist, aufgenommen werden durch eine Rundeisenverankerung, die zwischen dem Randträger und dem benachbarten Träger eingezogen wird.

Kleinere Räume können auch ohne Zwischenteilung durch ein Gewölbe überdeckt werden. Zur Verringerung des Gewichtes wird als Überbeton meist Bimsbeton oder Schlackenbeton gewählt.

V. Fabrikschornsteine.

1. Ist d_o der obere, d_u der untere lichte Durchmesser (Abb. 20), H die Höhe des Schornsteins, so ist angenähert $d_u = d_o + 0,02 H$.

Der Querschnitt des Schornsteins wird stets rund gewählt, weil beim Kreis

a) wegen des kleineren Umfangs der Bedarf an Steinen und Mörtel sowie Abkühlung und Reibungswiderstand der Rauchgase,

b) wegen der stetigen Krümmung der Winddruck und damit die erforderliche Wandstärke geringer als bei eckigen Querschnitten werden.

Die Wandstärke des Schornsteins beträgt in der obersten „Trommel“ bei Verwendung von

Ziegelsteinen $\frac{1}{2}$ Stein, bei $d > 1,0$ m besser 1 Stein, zunehmend in Abständen von 6 bis 10 m um je $\frac{1}{2}$ Stein;

Ring-(Radial-)Steinen 15 cm, bei $d > 1,5$ m besser 20 cm, zunehmend in Abständen von 4 bis 5 m um je 5 cm.

2. Der Schornstein steht mit Rücksicht auf das Setzen stets frei; er ist mit dem Kesselhaus durch den Fuchs verbunden, dessen Mündung 0,6 bis 0,8 m über der inneren Schornsteinsohle liegt; um den dadurch gebildeten Aschenkasten reinigen zu können, wird die Sohle durch eine im Schornsteinsockel angebrachte Öffnung oder aber wegen des bequemeren Ein- und Aussteigens besser durch einen seitlichen Einsteigeschacht (Abb. 20) zugänglich gemacht. Zum Besteigen des Schornsteins werden innen und bei größerer Höhe zweckmäßig auch außen in Höhenabständen von 0,4 bis 0,5 m Steigeisen angebracht.

3. Führt der Schornstein sehr hoch erhitzte Gase ab, so wird, um ein Reißen des Mauerwerks infolge des Wärmeunterschiedes innen und außen zu verhüten, ein feuerfestes Futter angeordnet, das um die Rauchkanalmündung herum dicht an das Schornsteinmauer-

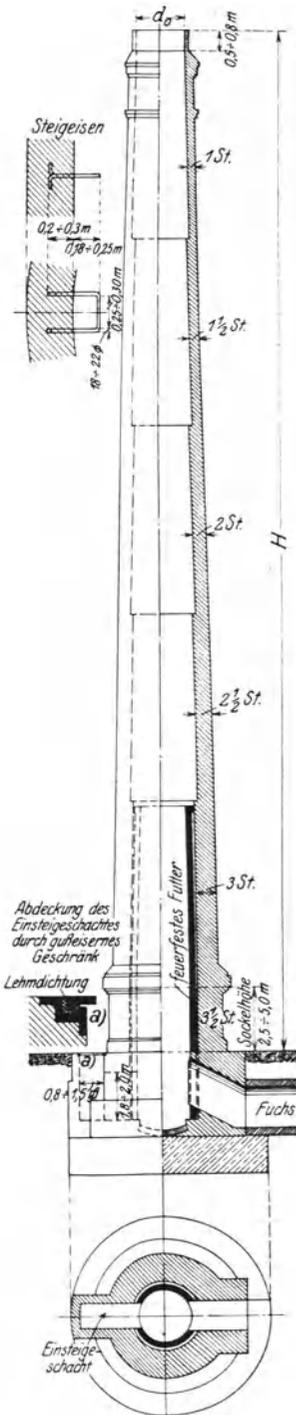


Abb. 20. Fabrikschornstein.

werk anschließt, im übrigen aber gegen dieses um 3 bis 5 cm zurücktritt, um dadurch ungehinderte Ausdehnungsmöglichkeit zu haben.

4. Das Fundament wird quadratisch oder rund angelegt; bei schlechtem Baugrund wird eine Betonplatte, meist mit Eiseneinlagen, von 0,5 bis 1,5 m Stärke angeordnet.

5. Jeder Schornstein ist mit einem Blitzableiter (Auffangstange, Luftleitung, Erdleitung mit Verteilungsplatten) zu versehen, an den auch in der Nähe liegende größere Metallmassen (Dampfkessel, metallische Behälter, eiserne Dächer) anzuschließen sind. Eine sorgfältige Prüfung der Blitzableiteranlage durch einen Fachmann ist mindestens in jedem Frühjahr erforderlich.

VI. Maschinenfundamente.

1. **Herstellung.** Sie werden gewöhnlich aus Stampfbeton, Mischung 1 : 3 : 6, hergestellt, zuweilen auch aus Ziegelmauerwerk (Klinker oder Hartbrandsteine in Zementmörtel).

Die Sohle der Baugrube muß aus genau horizontalen Ebenen bestehen, sonst ist seitliches Wegrutschen zu befürchten.

Die Montage der Maschinen darf frühestens 8 Tage, besser erst drei Wochen nach Fertigstellung der Fundamente beginnen, da der Beton vorher nicht die notwendige Festigkeit besitzt; vorzeitige Belastung kann gefährliche Risse erzeugen. Liegen innerhalb des Fundamentes Kanäle oder Nischen, so sind die Stützen aus denselben nicht vor vier Wochen zu entfernen.

Bei breiten, niedrigen Fundamentplatten werden in der Regel zur Aufnahme der Biegebbeanspruchung Rundeiseneinlagen (= Rundeisenarmierung) notwendig (Eisenbetonfundamente).

2. **Form und Größe** richtet sich ganz nach den Maschinen und kann sehr verschieden sein. Das Fundament soll um so größere Massen enthalten, je mehr Stoßwirkungen zu erwarten sind.

Bei rotierenden Maschinen ohne Riemenzug ist im wesentlichen nur das Eigengewicht aufzunehmen. Bei Maschinen mit hin- und hergehenden Massen, z. B. Kolbenmaschinen, muß das Fundament so massig sein, daß die Stöße sicher abgefangen werden, ohne daß eine Verschiebung oder ein Setzen entstehen kann. Bei Maschinen mit Riemenzug oder mit Auslegerarmen ist oft zur Aufnahme des entstehenden Kippmomentes eine Vergrößerung des Fundamentklotzes erforderlich. In keinem Fall darf eine Überschreitung der zulässigen Bodenpressung entstehen, die aus Vorsichtsgründen niedrig (bei gutem Baugrund 2 bis 3 kg/cm²) anzunehmen ist. Bei schlechtem Baugrund wird eine künstliche Gründung, z. B. auf Pfahlrost, notwendig.

3. **Die Verankerung** erfolgt gewöhnlich mit Ankerschrauben. Die notwendigen Aussparungen für die Ankerkanäle werden beim Betonieren durch eingesetzte Holzstempel, die später herausgezogen werden, hergestellt. Bei kleineren Maschinen genügen Anker mit einem Hammerkopf (Abb. 21), der nach Drehung um 90° unter zwei unten im Fundament einbetonierte \square -Eisen oder in besondere Ankerplatten faßt. Der Ankerkanal wird bei Beendigung der Montage vergossen.

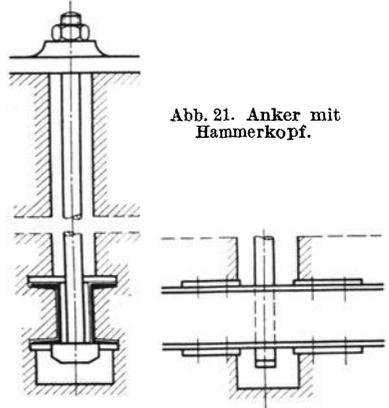


Abb. 21. Anker mit Hammerkopf.

Eine Befestigung mit Steinschrauben (vgl. Abb. 110) ist weniger fest und nur anzuwenden, wenn kein Raum für Anker vorhanden ist.

Bei größeren Maschinen werden unten im Fundament häufig begehbare Kanäle mit seitlichen Nischen für die Anbringung der Ankerplatten ausgespart (Abb. 22), so daß diese jederzeit für die Überwachung zugänglich sind. Liegen die Kanäle unterhalb des Grundwasserspiegels, so sind sie mit wasserdichtem Putz zu versehen. Das gleiche gilt von tief liegenden Schwungradgruben, die außerdem genügend Breite haben sollen, um begehbar zu sein.

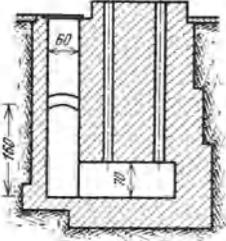


Abb. 22. Maschinenfundament.

4. Isolierung. Die Fundamentkörper der Maschinen sind ganz von den Gebäudefundamenten zu trennen, da sonst eine Übertragung der Erschütterungen und Schwingungen der Maschine auf das gesamte Bauwerk zu befürchten ist. Auch das stärkere Setzen der Maschinenfundamente könnte das Gebäude in Gefahr bringen, wenn nicht eine völlige Trennung durchgeführt ist. Durch Isoliermittel in Form von elastischen Unterlagen, die zwischen Maschinenrahmen und Fundament oder auch unter das Fundament gelegt werden, können die Erschütterungen und Geräusche der Maschine gedämpft werden. Oft genügt eine Holzbohlenlage; vielfach werden Filzlagen und Korkplatten mit Erfolg verwandt.

Konstruktionen in Holz.

I. Baustoffe.

1. Beim Durchschnitt eines Baumstammes unterscheidet man die Rinde, den Bast, die Jahresringe, die Markröhre und die Markstrahlen. Bei vielen Baumarten ist das innere, ältere, trocknere und daher festere Kernholz dunkler gefärbt als das äußere, jüngere, daher feuchtere und weniger widerstandsfähige Splintholz.

Man unterscheidet Nadelhölzer mit immergrünem, hohem, schlankem Wuchs, und Laubhölzer, bei denen das Wachstum sich mehr in die Breite erstreckt, wodurch Höhe und Schlankheit des Wuchses leiden.

a) Nadelhölzer.

Tanne (Weiß- oder Edeltanne) } gute Bauhölzer, nicht im Wechsel zwischen
Fichte (Rottanne) } Nässe und Trockenheit verwendbar.

Kiefer (Föhre): harzreich, daher auch im Wechsel zwischen Nässe und Trockenheit verwendbar.

Lärche: bestes Nadelholz, da es die Eigenschaften der Fichte und Kiefer in sich vereinigt.

Pitch-pine: vorzügliches Kiefernholz aus Kanada.

b) Laubhölzer.

Eiche { Sommer- oder Stieleiche } bestes Bauholz; sehr fest und widerstands-
 { Winter- oder Steineiche } fähig gegen die Einflüsse der Feuchtigkeit.

Weißbuche: sehr dicht, daher zu Werkzeugen und im Maschinenbau verwendet.

2. Nachdem das Holz gefällt ist (Dezember bis März), wird es getrocknet, entweder an der Luft (lufttrockenes Holz mit noch 10 bis 15% Wassergehalt)

oder in besonderen Trockenkammern. Hierbei zieht es sich zusammen, und zwar sowohl der Länge als ganz besonders der Breite nach: das Holz schwindet. Es verbleibt ihm aber die Fähigkeit, wieder Feuchtigkeit aus der Luft anzuziehen und dadurch seine Abmessungen wieder zu vergrößern: das Holz quillt. Dieses Schwinden und Quellen, das Arbeiten des Holzes, äußert sich im Ziehen, Werfen, Verwerfen und Reißen. Schutzmittel dagegen sind die Verwendung von möglichst trockenem, kernreichem Winterholz, tunlichste Beschränkung der Holzbreite (Riemen- oder Stabfußboden, Tafelparkettfußboden) und bei breiten Holzflächen die Verbindung der Hölzer untereinander derart, daß die Bewegungen beim Schwinden und Quellen ungehindert vor sich gehen können (Rahmenhölzer und Füllung bei Türen, Kästen, Schränken usw.).

3. Ist das Holz der steten Berührung mit Feuchtigkeit oder feuchten Körpern oder aber dem fortwährenden Wechsel zwischen Nässe und Trockenheit ausgesetzt, so geraten seine Saftbestandteile in Gärung: das Holz fault. Schutzmittel dagegen sind:

a) Abschluß der Feuchtigkeit durch einen Anstrich (Leinölfirnis, Ölfarbe, Teer, Karbolium).

b) Entfernung der Saftbestandteile durch Imprägnieren, wobei die Poren des Holzes zunächst luftleer gemacht und dann unter Druck mit der Imprägnierungsflüssigkeit (Kreosot) gefüllt werden.

4. Tritt zu der Feuchtigkeit der Mangel an Licht und Luft hinzu, wie z. B. bei einem festen eingemauerten Balkenkopf, so bildet sich auf der Holzoberfläche ein schwammartiger Pilz, der Hausschwamm, der nicht nur das unmittelbar angegriffene Holz zerstört, sondern sich schnell im ganzen Bauwerk verbreitet. Schutzmittel dagegen sind die Verwendung von möglichst trockenem, kernreichem Winterholz und die Einmauerung des Balkenkopfes derart, daß er (z. B. durch Schieferplatten, Asphaltpappe, Asphaltisolierplatten sowie durch einen Hohlraum vor Kopf) von der Mauerfeuchtigkeit abgeschlossen und von zirkulierender Luft umgeben ist.

5. Arten des Bauholzes. Das Bauholz zeigt im Querschnitt entweder scharfkantige oder aber, der Unregelmäßigkeit des Stammumfanges entsprechend, gebrochene Ecken (Wald- oder Wahnkanten).

<p>a) Ganzholz: Kern in der Mitte b) Halbholz: Kern an der Seite c) Kreuzholz: Kern an der Ecke</p>	}	<p>Größte Tragfähigkeit für $\frac{b}{h} = \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{5}{7}$ (0,71) oder angenähert $\frac{b}{h} = \frac{2}{3}$ (= 0,67) oder $= \frac{3}{4}$ (= 0,75). Konstruktion durch Dreiteilung des Durchmessers (Abb. 23f). „Normalprofile für Bauhölzer.“</p>
---	---	--

d) Schnittmaterial: Latten, Bretter (bis 5 cm Stärke), Bohlen (bis 15 cm Stärke).

e) Schwarten oder Staken: die beim Schneiden abfallenden segmentförmigen Stücke.

II. Fachwerkwände.

1. Eine Fachwerkwand besteht aus einem für sich tragfähigen Gerippe von Stäben, bei dem das Mauerwerk nur zur Ausfüllung der von den Stäben gebildeten Fache dient; ihre einzelnen Teile (Abb. 23) sind:

a) Die Schwelle, und zwar die Grundschwelle (a_1), die der ganzen Länge nach untermauert oder doch in kurzen Zwischenräumen unterstützt ist, und die Saumschwelle (a_2) über der Balkenlage.

b) Das Rähm = Rahmstück (b), zur Auflagerung der Deckenbalken bzw. der Dachbinder dienend.

c) Die Pfosten-Stiele (c): Eck-, Tür-, Zwischenpfosten.

d) Die Streben (d), zur Verhinderung einer Verschiebung des Stabgerippes in seiner eigenen Ebene.

e) Die Riegel (Zwischenriegel e, Fensterriegel e₁, Brüstungsriegel e₂, Türriegel e₃), zur Unterteilung der Wandhöhe in für die Ausmauerung passende Fache.

Die Vorzüge gegenüber der massiven Mauer sind: Unabhängigkeit der Tragkraft von der Erhärtungszeit des Mörtels, daher Abkürzung der Bauzeit; geringeres Gewicht, daher leichtere und billigere Unterkonstruktion; geringere Wandstärke, daher bessere Raumaussnutzung; Möglichkeit des schnellen Abbruchs und Wiederaufbaus an anderer Stelle.

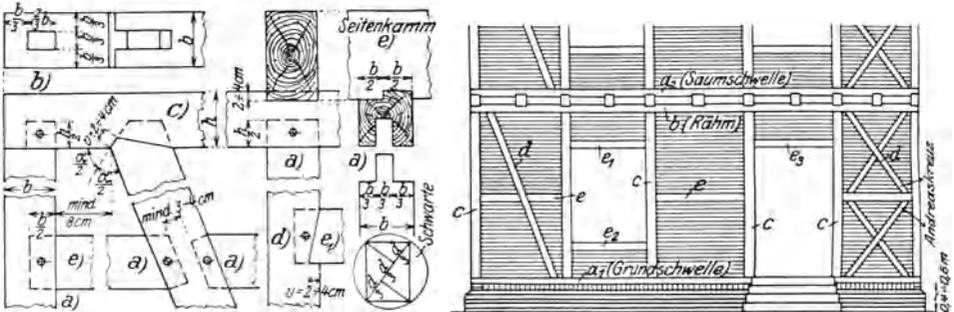


Abb. 23f.

Abb. 23. Fachwerkwand.

2. Die Verbindung der Hölzer untereinander erfolgt bei den

a) Pfosten mit Schwelle und Rähm durch den geraden Zapfen (Abb. 23a), Eckpfosten durch den zurückgesetzten Zapfen (Eckzapfen Abb. 23b).

b) Streben mit Schwelle und Rähm durch Versatzung mit Zapfen (Abb. 23c).

c) Riegeln mit den Pfosten und Streben durch den geraden Zapfen (Abb. 23a). Tür-, Fenster- und Brüstungsriegeln durch Zapfen mit Versatzung (Abb. 23d).

d) Deckenbalken mit dem Rähm durch den Kamm (Abb. 23e).

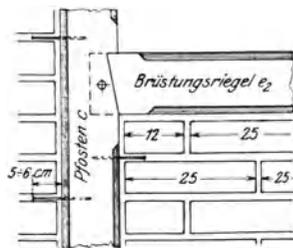


Abb. 24. Ausmauerung der Fachwerkwand.

3. Die Stärke der Hölzer beträgt bei beiderseits verputzten Innenwänden 12 × 12 cm; bei Außenwänden läßt man das Holz meist 2 bis 3 cm vor dem Mauerwerk vorstehen und fast die vorstehenden Kanten ab (Abb. 24), wobei indes die Abfasung an den Verbindungsstellen der Hölzer unterbrochen wird.

4. Die Ausmauerung erfolgt $\frac{1}{2}$ Stein stark in Ziegel- oder Schwemmsteinen im Läuferverband (Abb. 24). Verbindung des Mauerwerks mit dem Holzgerippe durch bis zur halben Länge in jeder 4. bis 6. Schicht eingetriebene Nägel.

III. Hängewerke.

1. Wird ein Balken einmal von oben aufgehängt, so entsteht das einfache Hängewerk (Abb. 25), das aus dem Spannbalken AB, der Hängesäule CD und den Streben AD und BD besteht. Bei zweimaliger Aufhängung entsteht

das doppelte Hängewerk (Abb. 26), bei dem die beiden Hängesäulen C_1D_1 und C_2D_2 durch den Spannriegel D_1D_2 verbunden sind. Durch Vereinigung des ein- und zweifachen kann man drei-, vier- und mehrfache Hängewerke (Abb. 27) bilden.

2. Die Verbindung der einzelnen Teile untereinander erfolgt durch Ver-
setzung mit Zapfen (Abb. 28); nur die Verbindung der Hängesäule (die oft
als Rundeisen ausgebildet wird) mit dem Spannbalken erfordert die Anwendung
eiserner Bänder, Krampen und Schrauben, weil die Holzverbindungen wohl Druck-,
aber keine nennenswerten Zugkräfte über-
tragen können. Die Auflagerpunkte A
und B werden meist durch einen recht-
winklig zur Strebe angeordneten Schrau-
benbolzen verstärkt, dessen Achse etwa
durch den inneren Treffpunkt von Strebe
und Spannbalken gehen soll.

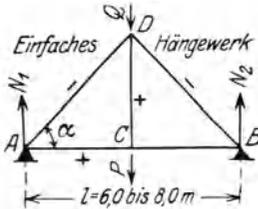


Abb. 25.

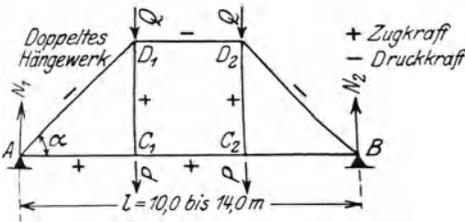


Abb. 26.

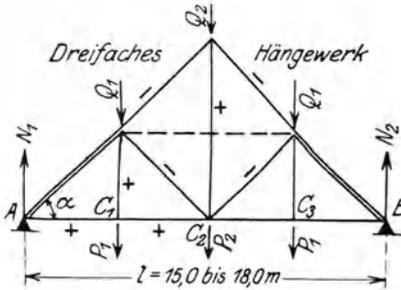


Abb. 27.

Abb. 25 bis 27. Hängewerke.

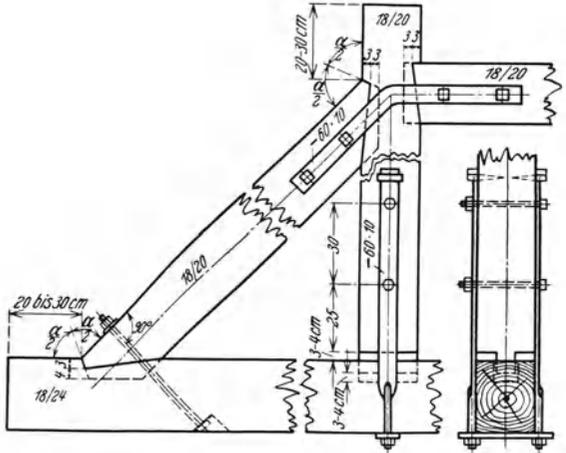


Abb. 28. Knotenpunkte eines Hängewerkes.

IV. Dachkonstruktionen.

1. Jedes Dach besteht aus einer oder mehreren, ebenen oder gekrümmten, gegen die Waagerechte geneigten Dachflächen, deren unterste Kante die Trauflinie heißt. Gegenüberliegende Dachflächen schneiden sich in der Firstlinie, nebeneinanderliegende aber in einem Grat oder einer Kehle, je nachdem ihre Trauflinien eine aus- oder einspringende Ecke bilden. Nach der Zahl und Form der Dachflächen unterscheidet man:

a) Pultdach (Abb. 29a): mit nur einer Dachfläche; Querschnitt ein rechtwinkliges Dreieck.

b) Satteldach (Abb. 29b): mit zwei unter gleichem Winkel geneigten Dachflächen; Querschnitt ein gleichschenkeliges Dreieck.

Wird die Trauflinie auch über die Giebelseiten in gleicher Höhe durchgeführt, so entsteht das abgewalmte Satteldach (Walmdach Abb. 29c).

c) Mansardendach (Abb. 29d): ein Satteldach, bei dem jede Dachfläche einmal gebrochen ist; stehen die unteren Dachflächen lotrecht, so entsteht das Kniestock- oder Drempehdach (Abb. 29e).

d) Shed- oder Sägedach (Abb. 29f): ein unsymmetrisches Satteldach; die steile, zur Gewinnung von zerstreutem Licht tunlichst nach Norden gerichtete, unter 60 bis 70° geneigte Dachfläche wird verglast; bei ihrem Anschluß an die flache, unter 30 bis 20° geneigte Dachfläche wird eine begehbare Rinne (r) zur Reinigung der Glasflächen angeordnet. Winkel am First am besten 90°

e) Tonnendach (vgl. Abb. 143): mit gekrümmter Dachfläche.

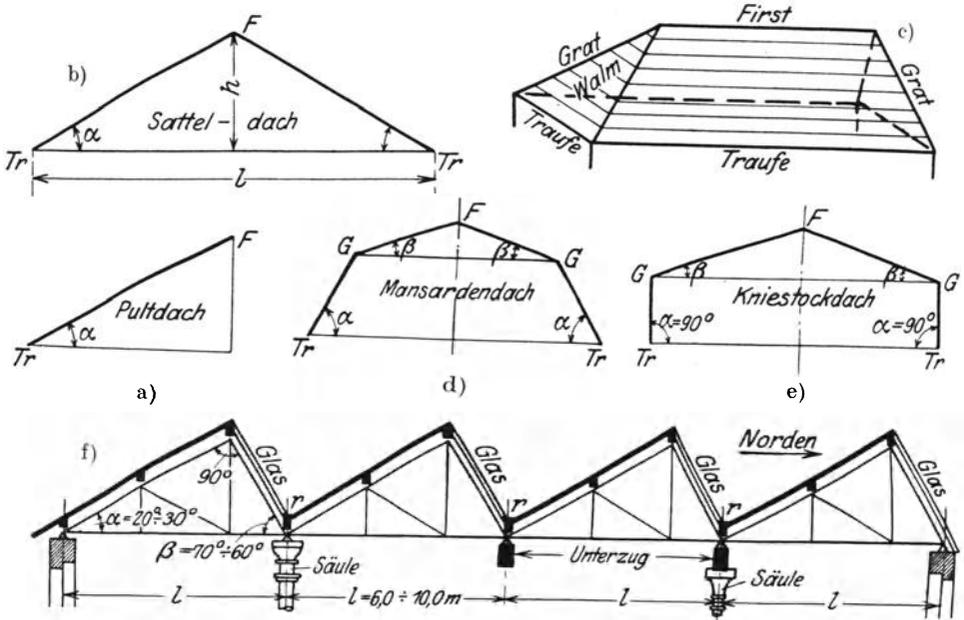


Abb. 29. Dachformen.

2. Die einzelnen Teile einer Dachkonstruktion (Abb. 30) sind:

a) Die Dachdeckung (Dachhaut), die das Gebäude nach außen wasser-, wärme- und feuersicher abschließen soll. Sie wird unter Vermittlung einer Lattung oder Schalung von den

b) Sparren getragen, die in 0,75 bis 1,0 m Entfernung liegen, im First durch den Scherzapfen (Abb. 30b) verbunden sind und mit dem Sattel (Klaue Abb. 30c) auf den

c) Pfetten (Trauf-, First-, Zwischenpfetten) aufliegen; sie liegen in $a = 2,5$ bis 3,5 m Grundrißentfernung (Fachweite) und geben ihre Lasten an die

d) Binder ab, die, in 3,5 bis 4,0 bis 6,0 m Entfernung angeordnet, die ganze Dachlast als Hauptträger auf die Seitenmauern übertragen. Die Binder werden als Hängewerke durchgebildet; ihr Verschieben und Kippen aus der Bildebene heraus wird einmal durch die Lattung bzw. Schalung, dann aber durch Kopfbänder (Abb. 30d) verhindert, die zwischen Pfetten und Hängesäulen eingeschaltet und mit diesen durch Versatzung mit Zapfen verbunden sind.

Bei Sheddächern werden die Zwischentraufpunkte der Binder entweder unmittelbar auf Säulen gelagert (Abb. 29f links) oder aber meist zur Freihaltung eines größeren Arbeitsraums auf von Säulen getragenen Unterzügen (Abb. 29f rechts).

e) Rinnen: halbkreisförmig (Hängerinne) oder rechteckig (Kastenrinne) aus Zinkblech Nr. 13 bis 15 (0,74 bis 0,95 mm), durch Rinneneisen ($\frac{20}{8}$ bis $\frac{30}{10}$) in Abständen von 0,8 bis 1,0 m befestigt, mit 0,8 bis 1,0 cm² Querschnittsfläche für je 1 m² Dachgrundrißfläche und einem Gefälle von 1 : 100 bis 1 : 125, entwässert durch

Abfallrohre aus Zinkblech Nr. 13 bis 15 mit 12 bis 15 cm \varnothing in Abständen von 15 bis 25 m, mit Rohrschellen (Schelleisen) aus verzinktem Eisenblech in 2,0 bis 3,5 m Höhenentfernung befestigt.

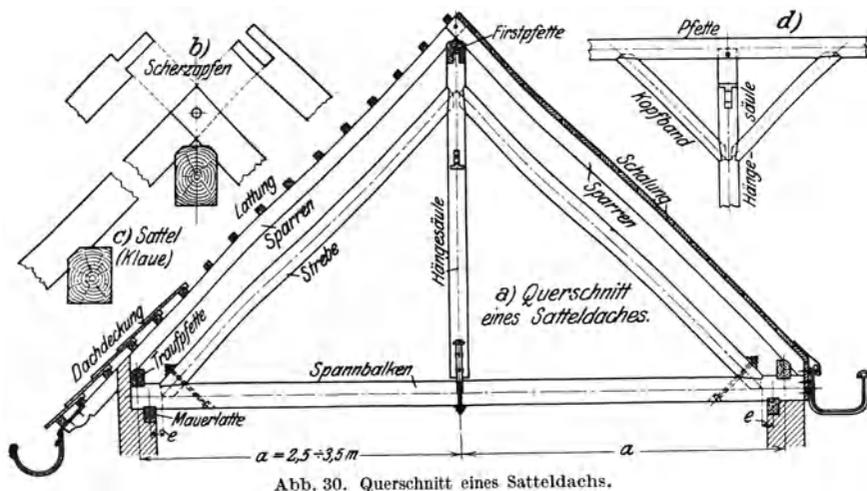


Abb. 30. Querschnitt eines Satteldachs.

3. Die Dachneigung wird in erster Linie durch das verwendete Dachdeckungs-material bestimmt (vgl. Konstr. in Stahl VII).

Konstruktionen in Stahl.

I. Allgemeines.

A. Baustoffe und Walzprofile.

Zu Bauzwecken verwandt wird:

1. Flußstahl (St), gewonnen als Birnenflußstahl (Bessemer- bzw. Thomasstahl) oder als Herdflußstahl (Siemens-Martinstahl). Schmiedbar, schweißbar, nicht merklich härtbar. Schmelztemperatur 1500° und höher. $\sigma_B = \sigma_{-B}$, daher auch vorzüglich geeignet für auf Biegung beanspruchte Bauteile. Dem früheren Flußeisen entspricht der Flußstahl St 37 mit einer Zugfestigkeit von 3700 bis 4500 kg/cm², genormt unter DIN 1600 und 1612.

Die preußischen „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“, kurz „Hochbauvorschriften“ genannt, lassen für St 37 für Biegung und Zug 1200 kg/cm², auf Schub 1000 kg/cm² Beanspruchung zu. Unter gewissen Bedingungen ist eine Erhöhung um $\frac{1}{6}$, bzw. um $\frac{1}{5}$ vorgesehen.

Neben St 37 wird in steigendem Maße hochwertiger Baustahl St 48 verwandt mit einer Zugfestigkeit von 4800 bis 5800 kg/cm² und einer Bruchdehnung beim Langstab von mindestens 18%. Die zulässige Beanspruchung σ_{zul} ist um 30% höher als bei St 37. Die Reichsbahn verwendet statt dessen Baustahl St 52 mit 5200 bis 6200 kg/cm² Bruchspannung und mindestens 20% Bruchdehnung; σ_{zul} 50% höher als für St 37. Der Flußstahl wird zu Walzprofilen ausgewalzt.

2. Gußeisen (Ge). DIN 1690 und 1691. Gewonnen durch Umschmelzen von grauem Roheisen. Gebräuchliche Güteklasse Ge 14-91 mit mindestens 1400 kg/cm^2 Zugfestigkeit und 2800 kg/cm^2 Biegefestigkeit; σ_{zul} für achsrechten Druck 600 kg/cm^2 , für Flächendruck in Lagern 1000 kg/cm^2 , für Zug bei Biegung 300 kg/cm^2 und für Druck bei Biegung 600 kg/cm^2 . Leichte Formgebung. Nicht schmiedbar. Im Hochbau nur verwandt für kleinere, vorwiegend auf Druck beanspruchte Bauteile wie Auflagerteile, Unterlagsplatten, Ankerplatten und noch selten für Säulen.

3. Stahlguß (Stg) = Stahlformguß. DIN 1681. Gebräuchliche Güteklasse Stg 45-81 mit mindestens 4500 kg/cm^2 Zugfestigkeit und 16% Bruchdehnung. Schmiedbar. σ_{zul} für achsrechten Druck 1500 kg/cm^2 , für Biegung 1200 kg/cm^2 . Verwandt für hochbeanspruchte Auflager- und Ankerteile.

4. Geschmiedeter Stahl (St), Güteklasse St 50-11, $\sigma_B = 5000$ bis 6000 kg/cm^2 . σ_{zul} für achsrechten Zug und Druck 1700 kg/cm^2 , für Biegung 1400 kg/cm^2 . Verwandt für Auflagerrollen, Keile, Bolzen usw.

Einheitliche Festlegungen über die Beschaffenheit der verschiedenen Baustoffe und ihre Verwendung bei der Herstellung und Lieferung von Bauwerken aus Stahl sind aufgestellt in den „Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken DIN 1000“.

Der Flußstahl kommt für Bauzwecke fast nur gewalzt zur Verwendung. Nach den Walzwerken werden die Walzprodukte eingeteilt in:

- a) Formeisen,
- b) Stabeisen,
- c) Bleche,
- d) Breitflacheisen.

Hinzu kommen noch: Drähte, Röhren, Eisenbahnoberbau.

Die natürlichen Größen der mannigfachen Profile sind zusammengestellt im „Deutschen Normalprofilbuch für Walzeisen“. Abmessungen und statische Werte der Profilreihen sind auch größtenteils in den DIN festgelegt und in zahlreichen Tabellenwerken aufgenommen. Sehr ausführliche Tafeln enthält das mit Unterstützung des Stahlwerks-Verbandes und des Deutschen Stahlbau-Verbandes herausgegebene Werk: „Stahl im Hochbau“. (Verlag: Stahleisen m. b. H., Düsseldorf, und Julius Springer, Berlin.)

Einheitliche Bezeichnungen für die Profile sind festgelegt in DIN 1350 und in Tafel I wiedergegeben.

Die wichtigsten Walzprodukte für Bauzwecke sind:

a) Formeisen.

1. I-Profil (= Normalträger oder Doppel-T-Träger). DIN 1025, Blatt 1, I 8 bis I 60. Die Profilnummer entspricht der Profilhöhe in Zentimetern. Die Flanschen sind schmal; deshalb bei den kleineren Profilen Bohrungen für Niete oder Schrauben in den Flanschen zu vermeiden. Sie haben eine innere Neigung von 14%. Zwischen Steg und Flansch sind kräftige Ausrundungen.

Für Stiele und Riegel von Stahlfachwerken wird vorteilhaft das leichtere Sonderprofil IF 14 verwandt.

2. IP-Profil (Breitflanschträger, Peiner-Träger). DIN 1025, Blatt 2, IP 10 bis IP 80, neuerdings auch IP 100. Während die älteren Breitflanschträger (Differdinger- und Grey-Träger) geneigte Flansche hatten, sind die Peiner-Träger parallelflanschig. Nur die kleineren Profile IP 10 und IP 12 können noch nicht ohne Flanschneigungen gewalzt werden.

Zwischen Steg und Flanschen starke Rundungen. Große Seitensteifigkeit, deshalb u. a. für Stützen sehr geeignet.

3. C-Eisen. DIN 1026. C 8 bis 40. Unsymmetrisch, deshalb meist in zusammengesetzten Querschnitten verwandt. Leichtes Sonderprofil für Stahlfachwerk: CF 14.

4. A-Eisen = Belageisen (Zores-Eisen). DIN 1023. Zur Abdeckung von Brückenfahrbahnen und für schwere Decken gebraucht.

b) Stabeisen.

1. Gleichschenklige und ungleichschenklige L-Eisen. DIN 1028 und DIN 1029. Kleinstes Profil für den Hochbau: L 50 × 50 × 5 bzw. L 40 × 60 × 5. Von den verschiedenen Stärken der einzelnen Profile ist die kleinste die normale. Die größeren Stärken sind nur ausnahmsweise zu verwenden.

2. Flacheisen bis 150 mm Breite und 100 mm Dicke.

3. L-Eisen, DIN 1024, hochstellige und breitfüßige, insbesondere als Sprosseneisen verwandt.

Tafel I. Profil-Bezeichnungen nach DIN 1350¹.

 40	Regel-DIN-I mit 40 cm Höhe	 80 · 80 · 10	gleichschenkliger DIN-I mit 80 mm Schenkellänge und 10 mm Dicke
 W $\frac{100}{85}$	DIN-I, 100 mm hoch, 85 mm breit, für den Wagenbau	 80 · 120 · 10	ungleichschenkliger DIN-I-Träger mit 80 mm und 120 mm Schenkellänge und 10 mm Dicke
 F 14	Din-I, mit 14 cm Höhe für den Fachwerkbau	 5	hochstegiges DIN-I mit 5 cm Höhe und Breite
 P 40	Peiner breit- und parallelflanschiger DIN-I-Träger mit 40 cm Höhe	 10 · 5	breitfüßiges DIN-I mit 10 cm Fußbreite, 5 cm Höhe
 $\frac{381 \cdot 11,4}{146 \cdot 19}$	anormales I mit Abmessungen in mm	 W $\frac{100 \cdot 90}{10}$	breitfüßiges DIN-I mit 100 mm Fußbreite, 90 mm Höhe, 10 mm Dicke für den Wagenbau
 20	Regel-DIN-C mit 20 cm Höhe	 S $\frac{200 \cdot 150}{19}$	desgl. für den Schiffbau
 W $\frac{235}{90}$	DIN-C für den Wagenbau, 235 mm hoch, 90 mm breit	 18	anormale  erhalten Maßangaben in mm
 St $\frac{121,5}{35}$	DIN-C für den Stellwerkbau, 121,5 mm hoch, 35 mm breit	 8	Rundeisen mit 10 mm Durchmesser
 S $\frac{18}{8}$	DIN-C für den Schiffbau, 18 cm hoch, 8 cm breit	 14	Flacheisen mit 80 mm Breite und 10 mm Dicke
 F 14	DIN-C mit 14 cm Höhe für den Fachwerkbau	 2 $\frac{80 \cdot 10}{10}$	2 Flacheisen mit 80 mm Breite und 10 mm Dicke
 $\frac{381 \cdot 10}{86,4 \cdot 16,5}$	anormales C mit Abmessungen in mm	 10 · 10	Quadrat Eisen mit 10 mm Dicke
 90 · 200	DIN-Belagereisen mit 90 mm Höhe, 200 mm Breite	 300 · 15	Breitflacheisen ² mit 300 mm Breite und 15 mm Dicke
 12	DIN-  mit 12 cm Höhe	 D	Halbrundeisen
 W 7	DIN-  für den Wagenbau mit 7 cm Höhe	 A	Flachrundeisen
 100 · 12	Quadranteisen mit 100 mm Halbmesser der Wandmitte und 12 mm Dicke der Rundung	 41	Sechskanteisen mit 41 mm Durchmesser des einbeschriebenen Kreises

4. -Eisen, DIN 1027. Unsymmetrisches Profil. Als Dachpfetten heute kaum noch gebraucht.

5. Rund- und Vierkanteisen, verwandt als Ankereisen und besonders als Bewehrungs-eisen für Eisenbeton.

e) **Bleche.** Grobbleche über 4,75 mm stark, Mittelbleche 3 bis 4,75 mm, Feinbleche unter 3 mm. Die für Bauzwecke zu verwendenden Grobbleche heißen Baubleche. Bleche sind im Gegensatz zu Formeisen und Stabeisen allseitig ausgewalzt; sie haben deshalb keine Walzfaser und besitzen in allen Richtungen gleiche Festigkeit. An Spezialblechen werden hergestellt: Riffelbleche und Warzenbleche für Beläge, Treppenstufen usw., gepreßte Buckel- und Tonnenbleche zur Abdeckung von Brückenfahrbahnen, für Schleusentore usw., ferner Wellbleche. Letztere in 2 Sorten:

Flache Wellbleche (gewalzt) zur Bekleidung von Dächern und Wänden. Trägerwellbleche (gepreßt) mit hohen Wellen für freitragende Wellblechdächer.

d) **Breitflacheisen** = Universaleisen. Breite > 150 mm. Dürfen nicht für Knotenbleche verwandt werden, da sie wegen Walzfaser oft geringere Festigkeit senkrecht zur Walzrichtung besitzen.

B. Reinigung und Rostschutz.

1. Vor dem Vernieten bzw. Schweißen:

a) Reinigung der Eisenteile durch mechanische Entfernung von Rost und Hammerschlag mittels Scheuern und Bürsten oder chemisch durch Beizen in verdünnter Salzsäure, Eintauchen in Kalkwasser und Abspülen in erwärmtem Wasser.

¹ Wiedergabe erfolgt mit Genehmigung des Deutschen Normenausschusses. Verbindlich ist die jeweils neueste Ausgabe des Normblattes im Dinformat A 4, das durch den Beuth-Verlag, GmbH, Berlin S. 14, zu beziehen ist.

² Bezeichnung nach späterer Festlegung zu DIN 1612.

b) Hauchdünner Anstrich von wasser- und säurefreiem Leinölfirnis.

c) Grundanstrich mit Bleimennige oder Leinöl der aufeinanderfallenden Flächen unmittelbar vor dem Zusammenbau.

2. Nach dem Vernieten bzw. Schweißen:

a) Anstrich der Nietköpfe mit Leinölfirnis.

b) Auskitten schmaler Fugen.

c) Grundanstrich der einzelnen Bauteile mit Bleimennige. Eisenmennige (dunkler) ist weniger gut.

3. Nach Aufstellung des Bauwerks:

a) Anstrich der Baustellenniete.

b) Ausfüllung von etwaigen Löchern, in denen sich Wasser ansammeln kann, mit Kitt.

c) Ausbesserung des Grundanstriches.

d) Anbringung der Deckanstriche aus Ölfarbe.

e) Alle Flächen der Stahlkonstruktion, die mit Mörtel, Beton oder Mauerwerk in Berührung kommen, dürfen keinerlei Öl- oder Ölfarbenanstrich erhalten, sondern sind nach gründlicher Reinigung mit Zementmilch zu streichen; Flächen, die mit dem Erdreich, Kies, Sand usw. in Berührung kommen, mit Asphaltlack.

Statt Anstrich auch zuweilen Metallüberzüge, und zwar mit:

a) Zink. Durch Eintauchen der mit Säure gereinigten Stücke in das heiße Zinkbad oder auf kaltem Wege durch Elektrolyse. Gewichte des Zinküberzuges: mindestens $0,5 \text{ kg/m}^2$ Oberfläche. Anwendung besonders bei Wellblechen für Dacheindeckungen, Schuppen, Garagen usw., bei Buckel- und Tonnenblechen für Brückenfahrbahnen.

b) Zinn (= Weißbleche).

c) Blei bzw. Zink und Blei (verzinkt-verbleien) für Dacheindeckungen von chemischen Fabriken. Säurefest.

Die dem Anstrich vorangehende gründliche Reinigung der Bauteile kann auch mit Sandstrahlgebläse erfolgen.

Zur Verringerung der Rostgefahr wird neuerdings vielfach gekupferter Baustahl verwandt, der aus gewöhnlichem Flußstahl mit geringem Kupferzusatz (0,2 bis 0,3% Cu) besteht.

C. Wärme- und Feuerschutz.

Stahl ist, wenn auch nicht brennbar, doch kein feuersicherer Baustoff. Er verliert bei der Erwärmung mehr und mehr seine ursprüngliche Festigkeit. Bei 500° ist nur noch 50% davon vorhanden. Schließlich brechen die Stahlbauteile unter den Lasten nach vorhergegangenen Durchbiegungen plötzlich zusammen und bringen fest mit ihnen verbundene Mauern mit zum Einsturz. Es liegt auch die Gefahr vor, daß Träger aus Stahldurch die starke Wärmeausdehnung bei einem Brand die Mauern nach außen drücken und umwerfen.

In allen Gebäuden, bei denen Brandgefahr vorliegt, sind die tragenden Stahlbauteile, insbesondere die Stützen, zum Schutz gegen Hitze und Flammen zu ummanteln, z. B. mit hochkant gestellten, in Zementmörtel verlegten Klinkern oder sonstigen feuerfesten Steinen und Terrakotten, durch Betonmäntel mit oder ohne Eiseneinlagen (Abb. 31), Rabitzputz, Asbest, Kieselgur, Korksteine, Gipsdielen usw. Freiliegende Teile von Trägern werden nach Umwicklung mit Drahtgeflecht mit einem mindestens 3 bis 4 cm starken Zementputz umhüllt.

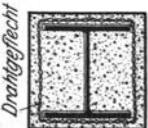


Abb. 31. Um-
mantelte Stütze.

Die Ummantelung muß stark genug sein, um dem Druck des Löschröhres Widerstand zu leisten. Hohlräume sind deshalb zu vermeiden.

Starke Wärmeausdehnungen sind außer beim Brand auch bei allen im Freien liegenden Stahlbauteilen zu erwarten und sind um so gefährlicher, je länger die Träger sind. Es besteht die Gefahr, daß fest mit den Trägern verbundene Bauteile (Mauern, Wände, Pfeiler, Stützen) zum Einsturz kommen. In solchen Fällen darf nur ein Ende des Trägers fest verbunden sein; das andere muß frei verschieblich gelagert werden: feste und bewegliche Auflager.

II. Verbindungsmittel.

Unlösbare: Nietung und Schweißung.

Lösbare: Verschraubung. Außerdem Gelenkbolzen, Spansschloß, Keile.

Grundsätzlich sind die Einzelteile durch Nietung oder durch die neuerdings als gleichwertig anerkannte Schweißung zu verbinden. Schrauben dürfen nur ausnahmsweise verwandt werden, und zwar:

a) wenn der beschränkte Raum das Schlagen des Nietes, insbesondere die Ausbildung des Schließkopfes nicht gestattet;

b) wenn der Nietschaft auf Zug beansprucht würde;

c) wenn die Klemmlänge s , d. h. die Summe der Dicken der zu vernietenden Teile größer als das 4- bis 5fache des Nietdurchmessers ist. Sonst ist ein Aufstauchen des Nietschaftes auf ganzer Länge nicht mehr sicher, beim Erkalten entstehen ferner so hohe Zugspannungen im Schaft, daß ein Abspringen der Nietköpfe zu befürchten ist;

d) wenn Verbindungen wieder gelöst werden sollen, besonders bei Bauten für vorübergehende Zwecke, wie Rüstungen;

e) für Verbindung von Gußeisen- oder Stahlgußteilen mit Stahlkonstruktionen;

f) wenn Feuergefahr, schädliche Erschütterungen oder Lärm auf der Baustelle dringend vermieden werden muß;

g) zur Verminderung der Kosten bei niedrig beanspruchten, auf der Baustelle herzustellenden Verbindungen.

Die Schweißung ist in Abschnitt XI besonders behandelt.

A. Die Nietung.

1. Allgemeines.

Im Stahlbau kommen folgende Normniete zur Verwendung:

a) Halbrundniete DIN 124;

b) Senkniete DIN 302;

c) Linsensenkniete DIN 303.

Senkniete (mit ganz versenktem Kopf) und Linsensenkniete (mit halb versenktem Kopf) sind der geringeren Festigkeit wegen nur ausnahmsweise zu verwenden.

Die gebräuchlichen Rohnietdurchmesser sind $d = 13, 16, 19, 22$ und 25 mm, die entsprechenden Lochdurchmesser = Durchmesser des geschlagenen Nietes sind 1 mm größer, nämlich $d_1 = 14, 17, 20, 23$ und 26 mm. Kleinere und größere Niete sind zu vermeiden.

Ein Niet besteht aus Setzkopf, Schaft und Schließkopf (Abb. 32). Für Halbrundniete beträgt:

Kopfdurchmesser . . . $D \sim 1,5 d$,
Kopfhöhe $h \sim 0,6 d$.

Die Nietung kann erfolgen durch Hand oder maschinell mit pneumatischen oder elektrischen Niethämmern oder hydraulisch angetriebenen Kniehebelpressen. Maschinennietung ist nicht nur wirtschaftlich überlegen, sondern auch wegen der größeren Zuverlässigkeit vorzuziehen. Handnietung kommt deshalb nur noch für kleinere Baustellen in Frage, wo sich die Aufstellung der maschinellen Einrichtung nicht lohnt.

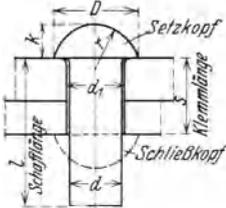


Abb. 32. Halbrundniet.

Die erforderliche Länge l des Nietschaftes richtet sich nach der Klemmlänge s und dem Schaftdurchmesser d . Sie kann bestimmt werden nach

$$l = s + 1,75d \text{ bei Handnietung}$$

$$\text{und } l = s + 1,35d \text{ bei Maschinennietung.}$$

Die Sinnbilder für Niete und Schrauben sind in DIN 407 festgelegt (Tafel II).

Die Herstellung der Nietlöcher soll im allgemeinen durch Bohren erfolgen. Stanzen ist nur für untergeordnete, wenig beanspruchte Bauteile gestattet, wobei die Löcher zunächst mit kleinerem Durchmesser auszustanzen und hinterher aufzubohren sind, da beim Stanzen Zerstörungen in der Lochwandung entstehen.

Die Löcher der zu vernietenden Einzelteile müssen gut aufeinanderpassen, sonst ist nachträgliches Aufreiben erforderlich. Der Grat an den Löchern ist sorgfältig zu entfernen.

2. Berechnung der Nietverbindungen.

Hat ein Stab die Kraft P auf Zug oder Druck zu übertragen, so ist

$$F_{\text{erf}} = \frac{P}{\sigma_{\text{zul}}}$$

Druckstäbe sind jedoch im allgemeinen auf Knicken nachzurechnen. Statt mit P ist nach dem in den Hochbauvorschriften festgelegten „ ω -Verfahren“ mit einer vergrößerten Kraft $\omega \cdot P$ zu rechnen, wobei der aus Tabellen zu entnehmende Beiwert ω um so größer wird, je schlanker der Stab ist. Es ist dann

$$F_{\text{erf}} = \frac{\omega \cdot P}{\sigma_{\text{zul}}}$$

Bei Zugstäben ist der schwächste Querschnitt $F_{\text{netto}} = F_n$ maßgebend; also

$$F_{n \text{ erf}} = \frac{P}{\sigma_{\text{zul}}}$$

Ist N die Kraft, die ein Niet entweder auf Abscheren (N_s) oder auf Lochleibung (N_l) aufnehmen kann, so bestimmt sich die Anzahl n der erforderlichen Anschlußniete nach

$$n = \frac{P}{N}$$

Für N ist der kleinere der beiden Werte N_s und N_l einzuführen. Wenn die anzuschließende Kraft P nicht bekannt ist, so wird die Kraft P' angeschlossen, die der Stabquerschnitt aufnehmen kann, nämlich bei Druckstäben $P' = \sigma \cdot F$ oder nur $P' = \frac{\sigma \cdot F}{\omega}$, bei Zugstäben $P' = \sigma \cdot F_n$.

Nach den Hochbauvorschriften ist zulässig

für Zug und Druck	$\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$
„ Abscheren bei Nieten	$\tau = 1000 \text{ „}$
„ Lochleibung „	$\sigma_l = 2000 \text{ „}$

Unter gewissen Voraussetzungen dürfen diese Spannungen um $\frac{1}{6}$, bzw. um $\frac{1}{3}$ erhöht werden.

Für Bauteile aus hochwertigem Baustahl St 48 bzw. St 52 sind Niete aus hochwertigem Nietstahl (St 44) zu verwenden; die zulässigen Beanspruchungen τ und σ_l sind dann 30% bzw. 50% höher.

Tafel II¹.

Zeichnungen												DIN 407		
Sinnbilder für Niete und Schrauben bei Stahlbauten														
Niete														
früher DIN 139														
Durchmesser des fertig geschlagenen Nietes	11	14	17	20	23	26	29	32	35	38	41	44		
Sinnbilder für beiderseits Halbrundköpfe							Kreis mit Maßangabe z. B.					47		
Sinnbilder für	Senkköpfe	oberer Kopf versenkt							Kreis mit Maßangabe z. B.					47
		unterer Kopf versenkt							Kreis mit Maßangabe z. B.					47
		beide Köpfe versenkt							Kreis mit Maßangabe z. B.					47
	Linsensenkköpfe	oberer Kopf versenkt							Kreis mit Maßangabe z. B.					47
		unterer Kopf versenkt							Kreis mit Maßangabe z. B.					47
		beide Köpfe versenkt							Kreis mit Maßangabe z. B.					47
auf Montage zu schlagende Niete							Kreis mit Maßangabe z. B.					47		
auf Montage zu bohrende Nietlöcher							Kreis mit Maßangabe z. B.					47		

Für geschlagene Niete unter 29 mm Durchmesser bis 14 mm Durchmesser einschließlich kann an Stelle der Sinnbilder ebenfalls die Kennzeichnung durch einen Kreis mit Maßangabe treten.

Für geschlagene Niete unter 11 mm wird zur Kennzeichnung das \oplus -Zeichen wie für den 11 mm Niet verwendet und daß Maß des geschlagenen Nietdurchmessers beigefügt, z. B. für den 9,5 mm geschlagenen Niet \oplus 9,5.

In Konstruktionszeichnungen bis zum Maßstab 1:5 genügt für die Sinnbilder die Größe des Schaftdurchmessers; bei kleineren Maßstäben kann der Deutlichkeit halber die Größe des Kopfdurchmessers gewählt werden.

Schrauben

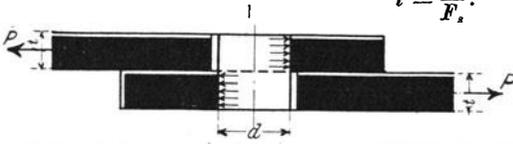
Gewindedurchmesser	1/4"	5/16"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"	1 1/4"	1 3/8"	1 1/2"	1 5/8"	1 3/4"
Sinnbilder für Schrauben									Kreis mit Maßangabe z. B.					1 5/8"
mit normalem Durchgangsloch für Eisenbau mm	7	9	11	14	17	20	23	26	30	33	36	39	42	46
Für alle übrigen Durchgangslöcher				Kreis mit Maßangabe z. B.									40	
Sinnbilder für Gewindelöcher				Doppelkreis mit Maßangabe z. B.									1 1/2"	

¹ Wiedergabe erfolgt mit Genehmigung des Deutschen Normenausschusses. Verbindlich ist die jeweils neueste Ausgabe des Normblattes im Dinformat A 4, das durch den Beuth-Verlag, GmbH, Berlin S 14, zu beziehen ist.

Die Scherspannung wird gleichmäßig über den Nietquerschnitt verteilt angenommen. Ist F'_s die Scherfläche eines Nieten, so ist $F'_s = n \cdot F'_s$ die gesamte Scherfläche und die Scherspannung beträgt:

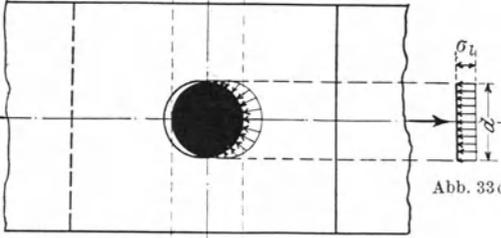
$$\tau = \frac{P}{F'_s}$$

Abb. 33a.



Der Lochleibungsdruck (= Druck auf die Nietwandung) verteilt sich ungleichmäßig auf den halben Umfang $\frac{\pi d \cdot t}{2}$ (Abb. 33b).

Abb. 33b.



Für die Rechnung nimmt man eine gleichförmige Druckverteilung an, dafür aber als gedrückte Fläche nur die Projektion $d \cdot t$ des Umfangs (Abb. 33d).

Ist $F'_i = d \cdot t$ die Lochleibungsfläche eines Nieten, so ist $F_i = n \cdot F'_i = n \cdot d \cdot t$ die gesamte Lochleibungsfläche und

$$\sigma_i = \frac{P}{F_i}$$

Bei verschiedenen Dicken ist die geringere Stärke t einzuführen. Besteht ein anzuschließender Stab aus zwei oder mehreren Teilen, so ist für t seine Gesamtdicke einzusetzen.

Abb. 33c.

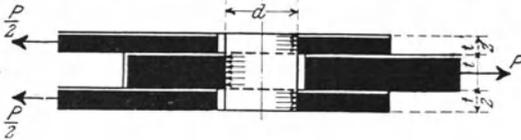


Abb. 33. Ein- und zweischchnittige Vernietung.

a) **Einschnittige Verbindung** (Abb. 33a). Jedes Niet hat nur eine durchzuserende Fläche, also

$$F'_s = \frac{\pi d^2}{4}$$

d	11	14	17	20	23	26 mm
$\frac{\pi d^2}{4}$	0,95	1,54	2,27	3,14	4,15	5,31 cm ²

Bei $\tau = 1000 \text{ kg/cm}^2 = 1,0 \text{ t/cm}^2$ nimmt ein Niet auf Abscheren so viel Tonnen auf, wie der Querschnitt cm² hat.

$$\tau = \frac{P}{F'_s}; \quad F'_s = n \cdot F'_s = n \cdot \frac{d^2 \pi}{4},$$

$$\sigma_i = \frac{P}{F_i}; \quad F_i = n \cdot F'_i = n \cdot d \cdot t.$$

Errechnung der erforderlichen Nietzahl:

$$n = \frac{P}{N_{\text{min}}} \quad N_s = \tau \cdot F'_s = \tau \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

$$N_i = \sigma_i \cdot F'_i = \sigma_i \cdot d \cdot t$$

Errechnung der durch die Niete aufnehmbaren Kraft:

$$P = n \cdot N_{\text{min}}$$

b) **Zweischchnittige Verbindung** (Abb. 33c). Jedes Niet hat zwei durchzuserende Flächen, also

$$F'_s = 2 \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

$$F_s = n \cdot F'_s = 2n \cdot \frac{d^2 \pi}{4}$$

Sonst wie bei der einschnittigen Verbindung.

3. Anordnung der Nietverbindungen.

a) **Nietabstände.** Zu unterscheiden sind Kraftniete und Heftniete. Kraftniete dienen z. B. zum Anschluß der Kraft aus einem Fachwerkstab an ein Knotenblech oder beim Stoß zur Überleitung der Kraft von einem Stabteil an den anstoßenden Teil bzw. an die Stoßlaschen. Heftniete dienen nur zum Zusammenhalten verbundener Teile.

Bei Kraftnieten ist, um die Knotenbleche und Stoßteile klein zu halten, die Unterbringung der erforderlichen Nietzahl auf möglichst kleinem Raum erwünscht; Mindestabstände der Nieten sind zu wählen. Bei Heftnieten sind Größtabstände anzunehmen, um mit möglichst wenig Nieten auszukommen. Die gegenseitigen Abstände und auch die Abstände der Niete vom Rande dürfen jedoch gewisse Maße nicht überschreiten, da sonst ein Aufklaffen der Nietung und damit Rostgefahr zu befürchten steht. Es ist zu wählen:

Nietteilung für Anschlüsse $e = 2,5 d$ bis $3,5 d$, in der Regel $3 d$,
 Randabstand e_1 in Kraftrichtung $e_1 = 2,0 d$ bis $2,5 d$,
 Randabstand e_2 senkrecht zur Kraftrichtung $e_2 = 1,5 d$ bis $2,0 d$,

Größte Teilung bei Heftnieten:
 für Zugstäbe
 „ Knickstäbe

$l = 7 d$ bis $10 d$,
 $l = 6 d$ bis $7 d$.

Für alle Nietmaße (in mm) sind möglichst durch 5, besser durch 10 teilbare Zahlen zu wählen, vgl. Tafel III. Regel-Nietabstände (S. 26).

b) **Nietung von Flacheisen.** Flacheisen bis etwa $b = 5 d$ erhalten einreihige Vernietung (Abb. 34), bei breiteren ist versetzte (Abb. 37) oder mehrreihige

(Abb. 35) Vernietung zu wählen. Im letzteren Falle ist es zweckmäßig, die Niete zu staffeln, so daß in der ersten Nietreihe (I) nur ein Niet, in jeder folgenden nur eins mehr vorhanden ist. Es braucht dann für die Berechnung der Beanspruchung des Stabes für F_n nur ein Niet abgezogen zu werden. Bei versetzter Nietung ist e' so zu bestimmen, daß der schräge direkte Abstand nicht kleiner als e wird.

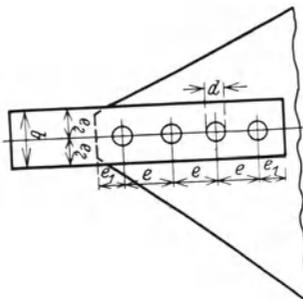


Abb. 34. Flacheisen mit einreihiger Nietung.

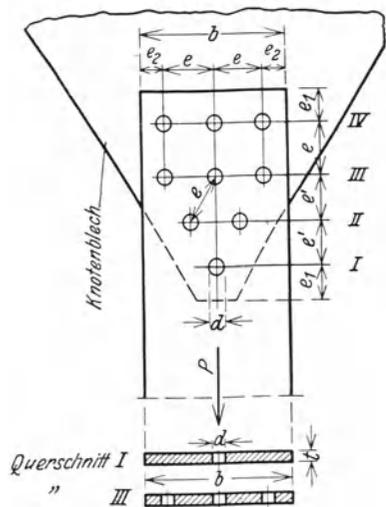


Abb. 35. Flacheisen mit mehrreihiger Nietung.

c) **Nietung von Winkeln und Profilen.** Die Nietlinie wird festgelegt durch das Wurzelmaß w (= Abstand von Lochmitte bis

Winkelrücken) (Abb. 36). Es beträgt etwa $w = \frac{b + t}{2}$, nach 5 abzurunden ($b =$ Schenkelbreite, $t =$ Schenkeldicke). Normale Maße für w (vgl. DIN 997) sind

Schenkelbreite b . . .	50	55	60	65	70	75	80	90	100 mm
Wurzelmaß w	30	30	35	35	40	40	45	50	55 mm

Tafel III. Regel-Nietabstände in mm.

Nietloch- Ø d_1	Größte Niet-schaft-länge nach DIN 124	Kleinst- Randabstand		Nietteilung e					Kleinstmaße	
		senkrecht zur Kraft- richtung e_2	gleich- laufend e_1	wenigstens		höchstens			aus Profil- rundung a	vom Niet- kopf a_1
				für Blech-träger, Stützen usw.	für Knoten-an-schlüsse	üblich	bei Knick-stäben	bei Zug-stäben		
11	55	20	25 bis 27,5	30	30	40	70	80	12	14
14	75	20	30 „ 32,5	35	40	50	100	110	15	17
17	90	25	35 „ 42,5	45	50	60	120	140	18	20
20	115	30	40 „ 50	50	60	70	140	160	20	22
23	135	35	45 „ 55	60	70	80	160	180	23	24
26	150	40	50 „ 65	65	80	90	180	210	26	26
29	160	45	60 „ 75	75	90	100	200	230	30	30

Wenn $b > 100$ mm, ordnet man versetzte Nietung mit zwei Nietrißlinien an (Abb. 37). Für die Werkstatt ist das Maß e' einzuschreiben, wobei $e' = \sqrt{e^2 + w^2}$ (auf 5 mm aufzurunden).

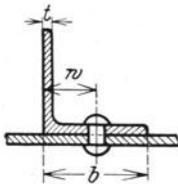
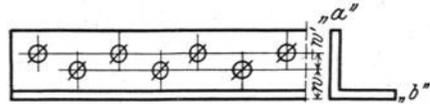


Abb. 36. Wurzelmaß.

Schenkel „a“



Schenkel „b“

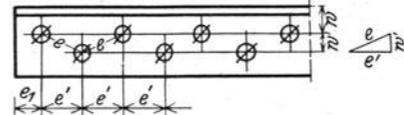


Abb. 37. Winkelbleis mit versetzter Nietung.

Sind in beiden Schenkeln Niete anzubringen, so werden sie gegenseitig auf Mitte versetzt (siehe Abb. 38a). Es genügt ein Mindestabstand e' (Abb. 38b), der so groß ist, daß der Nietkopf im einen Schenkel das Ansetzen des Döppers für das Niet im anderen Schenkel nicht erschwert. Bei Schenkelbreiten von 90 mm aufwärts ist Versetzung nicht mehr unbedingt notwendig.

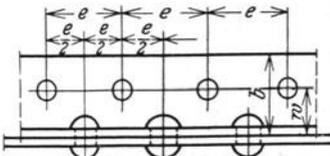


Abb. 38a. Versetzung der Niete in Winkelbleis.

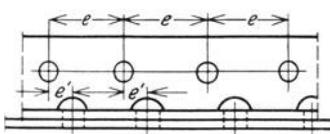


Abb. 38 b.

Bei doppelten Nietreihen sind aus gleichem Grunde die Niete möglichst gemäß Abb. 37 anzuordnen.

Die Wurzelmaße in den Flanschen der C-Profile (Abb. 39) entsprechen denen von Winkelschenkeln gleicher Breite. Die Nietrißlinien liegen, ebenso wie beim

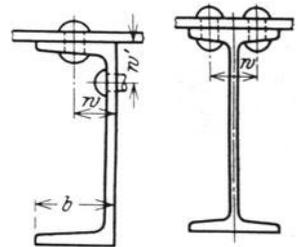


Abb. 39 und 40. Wurzelmaße beim C- und I-Profil.

I-Profil (Abb. 40), etwa in der Mitte der lichten inneren Flanschbreite. Beim I-Profil ist w der Abstand der Rißlinien, beider Flanschhälften und ergibt sich zu $w \sim \frac{b+t}{2}$ (b = Flanschbreite, t = mittlere Flanschstärke). Im Steg der C- und I-Profile ist w' (Abb. 39) mindestens so groß zu wählen, daß der Nietkopf nicht mehr in die Steggründung fällt.

1. Aufgabe. Es ist der Stoß eines Flacheisens 220×14 zu berechnen (Abb. 41).

Auflösung:

$$F_{br} = 22,0 \cdot 1,4 = 30,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nietabzug bei I: } \Delta F_I = 2,3 \cdot 1,4 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$F_{I_n} = 30,8 - 3,2 = 27,6 \text{ cm}^2$$

$$P' = \sigma_{zul} \cdot F_{I_n} = 1,2 \cdot 27,6 = 33,1 t$$

$$N_s = \tau_{zul} \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} = 1,0 \cdot 2 \cdot 4,15 = 8,3 t \text{ (zweischnittig)}$$

$$N_i = \sigma_{i,zul} \cdot d \cdot t = 2,0 \cdot 2,3 \cdot 1,4 = 6,44 t$$

$$n = \frac{P'}{N_{min}} = \frac{33,1}{6,44} = 5,2 = 6 \text{ Niete } \varnothing 23.$$

Es sind daher an jeder Seite des Stoßes zum Anschluß des Flacheisens an die beiden Stoßlaschen 6 Niete, $\varnothing 23$ mm, erforderlich.

Bestimmung der Dicke x der Stoßlaschen: Die volle Kraft in den Laschen wirkt im Schnitt III. Bei Schwächung durch 3 Niete muß die Laschenfläche hier mindestens so groß sein als die am ungünstigsten beanspruchte Fläche I des Flacheisens.

$$2(22,0 - 3 \cdot 2,3) \cdot x = 27,6$$

$$x = \frac{27,6}{2 \cdot 15,1} = 0,92 \text{ cm}$$

Gewählt $2 \square 220 \times 10$.

2. Aufgabe. Das Flacheisen 220×14 der Aufgabe 1 ist belastet mit $P = 32,0 t$.

Der Spannungsnachweis für die Stoßstelle ist zu erbringen.

Auflösung:

Flacheisen. Querschnitt I: $P = 32,0 t \cdot F_n = 30,8 - 3,2 = 27,6 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_I = \frac{32,0}{27,6} = 1,16 t/\text{cm}^2.$$

„ II: $P = \frac{5}{6} \cdot 32,0 = 26,7 t$, $F_n = 30,8 - 2 \cdot 3,2 = 24,4 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{II} = \frac{26,7}{24,4} = 1,095 t/\text{cm}^2.$$

„ III: $P = \frac{3}{6} \cdot 32,0 = 16,0 t$, $F_n = 30,8 - 3 \cdot 3,2 = 21,2 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{III} = \frac{16,0}{21,2} = 0,755 t/\text{cm}^2.$$

Laschen. Querschnitt III: $P = 32,0 t$, $F_n = 2(22,0 - 3 \cdot 2,3) \cdot 1,0 = 30,2 \text{ cm}^2$.

$$\sigma = \frac{32,0}{30,2} = 1,06 t/\text{cm}^2.$$

Niete. Abscheren: $\tau = \frac{P}{F_s} = \frac{32,0}{6 \cdot 2 \cdot 4,15} = 0,643 t/\text{cm}^2$.

Lochleibung: $\sigma_i = \frac{P}{F_i} = \frac{32,0}{6 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 1,656 t/\text{cm}^2$.

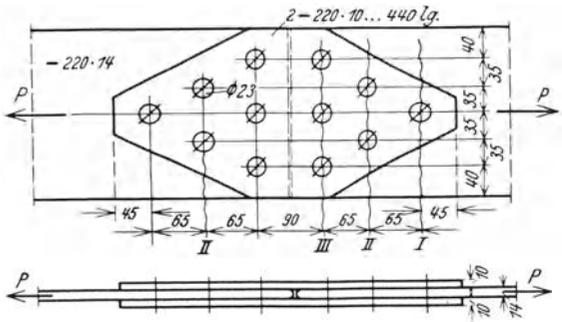


Abb. 41. Stoß eines Breitflacheisens.

3. Aufgabe. Es ist der Stoß eines auf Druck beanspruchten $L 80 \times 120 \times 10$ zu berechnen (Abb. 42).

Auflösung:

Jeder Flansch wird für sich durch eine Stoßlasche gedeckt und diese durch die erforderliche Nietzahl angeschlossen.

$$F = 19,1 \text{ cm}^2. \quad \text{Lasche „a“: } \square 120 \cdot 10, \quad F = 12,0 \text{ cm}^2.$$

$$,, \quad ,, \text{ „b“: } \square 80 \cdot 10, \quad F = 8,0 \text{ cm}^2.$$

$$F_{(\text{Laschen})} = 12,0 + 8,0 = 20,0 \text{ cm}^2.$$

Nietdurchmesser 23 mm.

$$N_s \text{ (einschnittig)} = 1,0 \cdot 4,15 = 4,15 t = N_{\min}.$$

$$N_t = 2,0 \cdot 2,3 \cdot 1,0 = 4,6 t.$$

$$\text{Flansch „a“: } n = \frac{1,2 \cdot 12,0}{4,15} = 3,5 = 4 \text{ Niete,}$$

$$,, \quad ,, \text{ „b“: } n = \frac{1,2 \cdot 8,0}{4,15} = 2,3 = 3 \text{ Niete.}$$

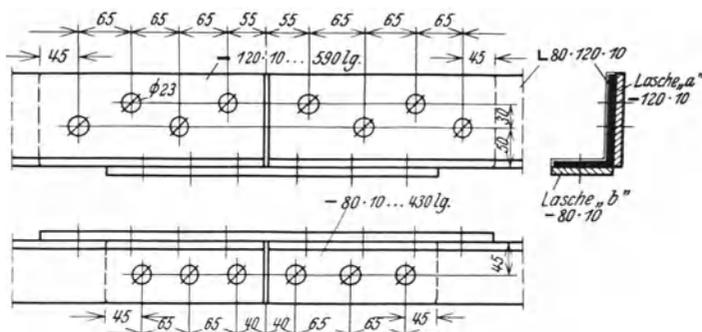


Abb. 42. Stoß eines L-Eisens.

4. Aufgabe. Ein Zugstab eines Dachbinders hat 29 t aufzunehmen. Es ist das Profil (Querschnitt JL) und der Anschluß an ein 12 mm starkes Knotenblech festzulegen.

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Auflösung:

τ und σ_t sind entsprechend zu erhöhen:

$$\tau_{zul} = \frac{1400}{1200} \cdot 1000 = 1167 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{t,zul} = \frac{1400}{1200} \cdot 2000 = 2334 \text{ t/cm}^2.$$

$$F_{n,erf} = \frac{P}{\sigma_{zul}} = \frac{29}{1,4} = 20,5 \text{ cm}^2.$$

Nach Profiltabelle gewählt: $\text{JL } 80 \times 80 \times 8$ mit Nieten $\varnothing 20$ mm.

$$F_{br} = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ cm}^2, \quad \Delta F = 2 \cdot 2,0 \cdot 0,8 = 3,2 \text{ cm}^2, \quad F_n = 24,6 - 3,2 = 21,4 \text{ cm}^2.$$

$$N_s \text{ (zweischchnittig)} = 2 \cdot \tau \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 2 \cdot 1,167 \cdot 3,14 = 7,33 t$$

$$N_t = \sigma_t \cdot d \cdot t = 2,334 \cdot 2,0 \cdot 1,2 = 5,60 t = N_{\min}.$$

$$n = \frac{P}{N} = \frac{29}{5,62} = 5,2 = 6 \text{ Niete.}$$

Werden die 6 Niete nach Abb. 43 hintereinander angeordnet, so wird das Knotenblech sehr groß. Auch ist die gleichmäßige Aufnahme der Kraft durch alle Niete in Frage gestellt. Es ist deshalb ein Anschluß mit Beiwinkeln nach Abb. 44 bei einer Anschlußzahl von etwa 6 Nieten an vorzuziehen. Die größere Anzahl der Niete ist im Winkel selbst anzuordnen; es wird wegen eintretender Nebenbeanspruchung zweckmäßig ein Niet mehr als sonst erforderlich gesetzt.

5. Aufgabe. Es ist der Anschluß eines auf Zug beanspruchten [18 an ein 10 mm starkes Knotenblech zu berechnen. Niete \varnothing 20 mm (Abb. 45).

Auflösung: $F_{br} = 28,0 \text{ cm}^2$. F bei einem Nietabzug = $28,0 - 2,0 \cdot 0,8 = 26,4 \text{ cm}^2$.

$$P' = \sigma \cdot F_n = 1,2 \cdot 26,4 = 31,7 \text{ t.}$$

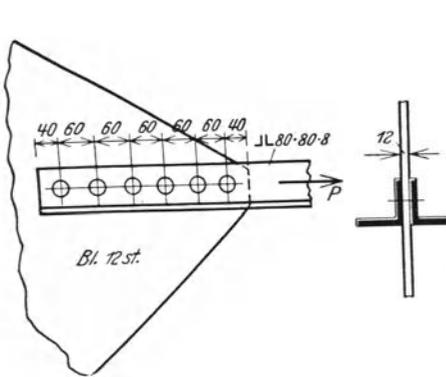


Abb. 43. Anschluß eines Fachwerkstabes.

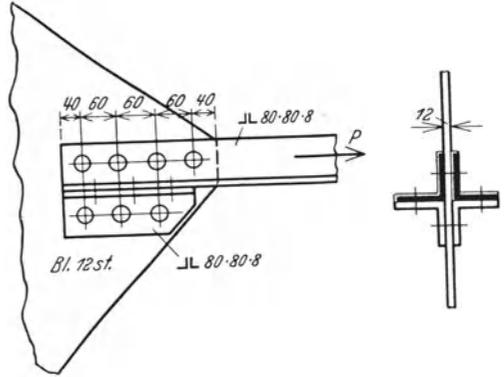


Abb. 44. Anschluß mit Beiwinkel.

Bei einschnittigem Anschluß ist $N_s = 1,0 \cdot 3,14 \text{ t} = N_{\min}$.

$$n = \frac{31,7}{3,14} = 10 \text{ Niete.}$$

n ist ungefähr dem Teilquerschnitt entsprechend auf Steg- und Flanschanschluß zu verteilen.

Steg: $F = 18 \cdot 0,8 = 14,4 \text{ cm}^2 = \frac{14,4}{28,0} \cdot F_{br} = 0,52 F_{br}$. $n_1 = 0,52 \cdot 10 = 5,2 \text{ Niete.}$

Flansch: $F = \frac{1 - 0,52}{2} \cdot F_{br} = 0,24 F_{br}$.

$$n_2 = 2,4 \text{ Niete.}$$

Gewählt: Steg 6 Niete, Flansch je 2 Niete, insgesamt 10 Niete \varnothing 20 mm (oder Steg 5 Niete, Flansche je 3 = 11 Niete).

B. Die Schrauben.

Im Stahlbau werden durchweg rohe Sechskantschrauben mit Withworth-Gewinde mit rohen Muttern und rohen Schrauben verwandt. Die Abmessungen und Bezeichnungen sind in den DIN-Normen festgelegt (siehe Tafel II).

Für Anordnung und Berechnung der Schraubenverbindungen gelten im allgemeinen die gleichen Grundsätze wie für die Nietung. Der normale Abstand ist etwa 10 mm größer zu wählen (mindestens $3,5 d$), um ein bequemes Ansetzen der Schraubenschlüssel zu ermöglichen.

Die zulässigen Beanspruchungen sind um 20% geringer als wie bei Nieten: 800 kg/cm^2 für Abscheren und 1600 kg/cm^2 für Lochleibung. Es ist der Schaftquerschnitt bzw. Schaftdurchmesser einzusetzen.

Für auf Zug beanspruchte Ankerschrauben ist nur 800 kg/cm^2 zulässig; es ist der Kernquerschnitt einzusetzen.

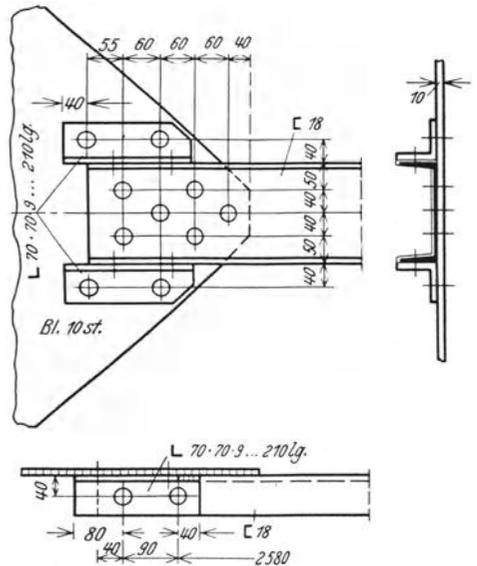


Abb. 45. Knotenblechanschluß eines [-Eisens.

Eingepaßte (= „blanke“) Schrauben werden ausnahmsweise als Ersatz für Nieten verwandt an Stellen, wo die Nietung Schwierigkeiten macht. Sie haben kegelförmig abgedrehte Bolzen und füllen im Gegensatz zu den rohen Schrauben das Nietloch voll aus. Für sie sind die gleichen Beanspruchungen zugelassen wie für Niete.

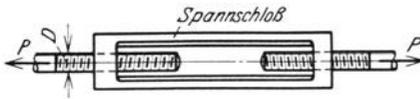


Abb. 46. Spannschraube.

Hakenschrauben finden häufig Anwendung, wenn Bohrungen in den Flanschen von I- oder [-Eisen vermieden werden sollen. Stiftschrauben sind möglichst zu vermeiden.

Ankerschrauben werden zur Verankerung von Stützen, Trägern, Gewölben benutzt.

Steinschrauben (Abb. 110) zur Befestigung nicht eingespannter, kleiner Stützen.

Spannschrauben (Abb. 46) für Anker, Spannriegel, Rundeisenverbände.

III. Träger.

A. Einteilung der Träger.

Ein Träger überträgt die auf ihn wirkenden Lasten durch seinen Biege- widerstand auf die Auflagerpunkte. Man unterscheidet:

a) **Balkenträger**, das sind Träger, die bei lotrechter Belastung nur lotrechte Drücke auf ihre Stützpunkte übertragen. Die Trägerachse ist meist horizontal

und geradlinig, kann jedoch auch geneigt und gekrümmt sein. Ein Auflager muß frei verschieblich sein, da sonst außer der senkrechten Auflagerkraft noch eine Schubkraft auftreten würde.

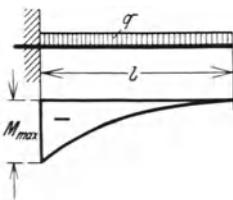


Abb. 47. Kragträger.

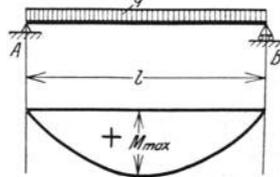


Abb. 48. Einfacher Träger auf zwei Stützen.

Sie lassen sich nach ihrer Auf- lagerung einteilen in:

1. Einseitig eingespannte Träger (= Kragträger oder Frei- träger) (Abb. 47).

2. Träger auf 2 Stützen: a) mit frei drehbarer Auf- lagerung unmittelbar an beiden Enden (= einfacher Träger), Abb. 48,

b) mit Kragarmen an einem oder an beiden Enden (= ein- seitiger oder doppelseitiger Krag- träger), Abb. 49 und 50.

c) Statt der Kragarme kann auch ein Einspannungsmoment am Trägerende wirken.

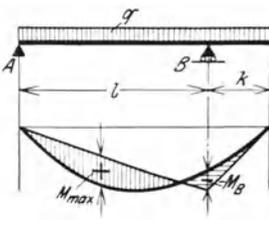


Abb. 49. Einseitiger Kragträger.

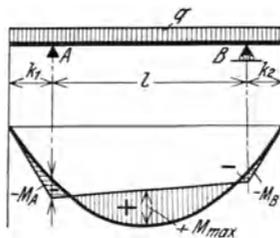


Abb. 50. Doppelseitiger Kragträger.

3. Träger mit mehreren Stützen:

a) durchlaufende = kontinuierliche Träger (Abb. 51a),

b) Gelenkträger = Gerberträger (Abb. 51c und d).

Beim durchlaufenden Träger treten über den Stützen negative Stützenmomente auf; durch ihre Wirkungen werden die positiven Feldmomente wesentlich kleiner als beim Träger auf 2 Stützen (Abb. 51b).

Der Gerberträger entsteht aus dem durchlaufenden Träger durch Anordnung von zwei Gelenken in jedem zweiten Feld. Dadurch zerfällt der Träger in ein System von Kragträgern und eingehängten einfachen Trägern.

Bei gleicher Feldteilung sind die Momente im Endfeld größer als in den Mittelfeldern.

Wird der Abstand x des Gelenkpunktes von der Stütze bei der Anordnung nach Abb. 51d zu

$$x = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,147l$$

gewählt und

$$x' = 0,125 l,$$

so werden in den Mittelfeldern bei gleichmäßig verteilter Last die positiven Momente in den Feldmitten und die negativen über den Stützen gleich groß, nämlich

$$M = \frac{q \cdot l^2}{16} = 0,0625 q l^2,$$

also halb so groß wie beim Träger auf 2 Stützen mit gleicher Feldweite. In den Endfeldern tritt das größte Moment im Abstand $\frac{7}{16} l$ vom Endlager auf mit

$$M = \frac{4q}{32} \cdot \frac{q \cdot l^2}{16} = 0,0957 q l^2.$$

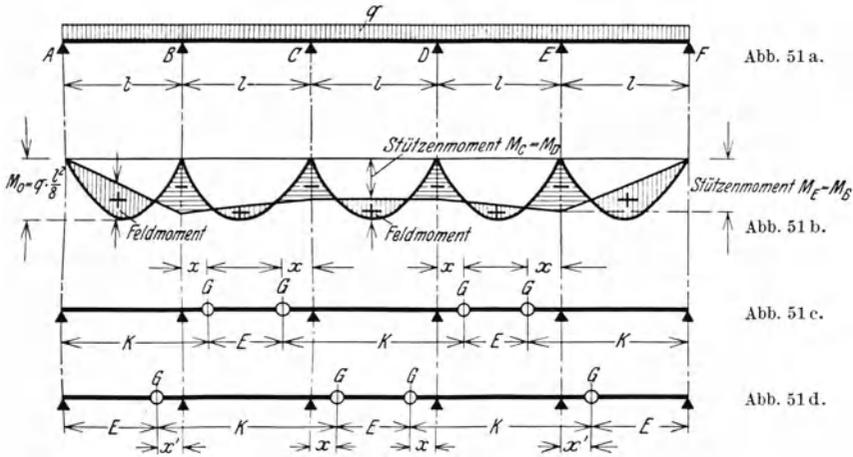


Abb. 51. Durchlaufender Träger und Gerberträger.

b) Bogenträger, das sind Träger mit gekrümmter Achse, die bei lotrechter Belastung lotrechte und waagerechte Drücke auf ihre Stützpunkte übertragen. Beide Widerlager sind unverschieblich. Man unterscheidet:

1. Bögen ohne Gelenke (= eingespannte Bögen, Gewölbe),
2. Bögen mit ein, zwei oder drei Gelenken (= Ein-, Zwei- oder Dreigelenkbogen) (vgl. Abb. 154 und 155).

Ferner unterscheidet man:

- a) vollwandige Träger (Walzträger und Blechträger),
- b) Fachwerkträger, bestehend aus einzelnen Stäben, die in den Knotenpunkten meist durch Knotenbleche zusammengeschlossen sind.

B. Berechnung vollwandiger Balkenträger.

1. Die Berechnung des Trägerquerschnitts erfolgt nach der Formel

$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{zul}},$$

wobei W das erforderliche Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts ist. M_{\max} ist zeichnerisch aus Momentenflächen (vgl. Abb. 46 bis 51) zu entnehmen oder rechnerisch zu bestimmen, nachdem vorher die Belastung festgelegt ist. Diese kann bestehen aus Einzellasten, herrührend von Stützendrücken, Trägeranschlüssen usw., bezeichnet mit P oder G , Einheit t oder kg , oder aus Streckenlasten, herrührend von Eigengewicht, Mauerlasten, Deckenlasten usw., bezeichnet mit q , Einheit: t pro m oder kg pro m . Es ist oft zweckmäßig, q zu trennen in g = Streckenlasten aus Eigengewicht und p = Streckenlasten aus Nutzlast.

Ist q (bzw. g und p) zunächst errechnet in t pro m^2 , so erhält man q in t pro m durch Multiplikation mit der Belastungsbreite $b =$ Abstand von Träger zu Träger (Abb. 55), also

$$q_{t/m} = b \cdot q_{t/m^2}.$$

Die Gesamtlast Q errechnet sich bei voller Belastung aus $Q = q \cdot l$. Als Stützweite l ist die Entfernung der Auflagermitten einzuführen. Bei Lagerung unmittelbar auf dem Mauerwerk gilt als Stützweite die um mindestens $\frac{1}{20}$ vergrößerte Lichtweite, also

$$l = l' + \frac{l'}{20} = 1,05 l'.$$

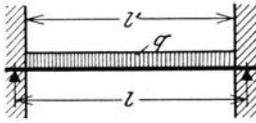


Abb. 52.

Liegt die Trägersauflagerung innerhalb des aufgehenden Mauerwerks (Abb. 52), so braucht nur die lichte Weite l' als belastet angenommen zu werden. Es ist dann

$$Q = q \cdot l'$$

und

$$M_{\max} = \frac{Q}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{l'}{4} \right) = \frac{q \cdot l'}{2} \left(\frac{1,05}{2} - 0,25 \right) l' = 0,138 q \cdot l'^2.$$

6. Aufgabe. Das Profil für einen Wandunterzug zu bestimmen, der eine 1 Stein starke Wand von 3,80 m Höhe trägt. Lichte Stützweite 5,0 m. γ für Mauerwerk aus Ziegeln = 1,8.

Auflösung:

$$q = 3,8 \cdot 0,25 \cdot 1,8 = 1,71 \text{ t/m.}$$

$$M_{\max} = 0,138 \cdot 1,71 \cdot 5,0^2 = 5,89 \text{ tm} = 589 \text{ tcm.}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{M_{\max} \text{ in t} \cdot \text{cm}}{\sigma_{\text{zul}} \text{ in t/cm}^2} = \frac{589}{1,2} = 491 \text{ cm}^3.$$

Gewählt I 28 mit $W = 542 \text{ cm}^3$.

$$\sigma_{\text{erh}} = \frac{M}{W} = \frac{589}{542} = 1,087 \text{ t/cm}^2.$$

Liegt die Achse des Trägers in einer Neigung (z. B. bei Treppenwangen), so errechnen sich die Momente aus den Horizontalprojektionen, d. h. bei gleichbleibenden Lasten sind für die Stützweite und alle Abstände die horizontalen Projektionen einzuführen (Abb. 53). Ist l' die schräg gemessene Stützweite, so ist $l = l' \cdot \cos \alpha$ oder umgekehrt $l' = \frac{l}{\cos \alpha}$. Für eine

Einzellast P in Trägermitte z. B. ist $M_{\max} = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{P \cdot l' \cdot \cos \alpha}{4}$.

Nach dem errechneten W_{erf} ist mit Hilfe von Profiltabellen der Träger zu bestimmen. Bei geringeren Belastungen und Stützweiten werden gewalzte Träger verwandt, und zwar I-Träger oder P I-Träger, seltener L-Profile. Wenn die einfachen Träger nicht reichen, kommen durch Flanschlammeln

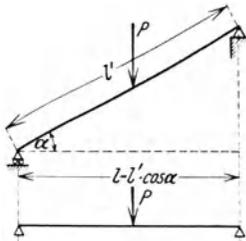


Abb. 53. Träger mit geneigter Achse.

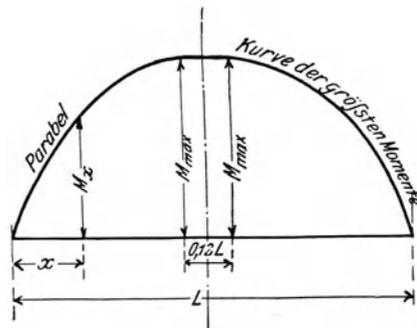


Abb. 54. Kurve der größten Momente.

(= auf die Flansche genietete Flachisen) verstärkte Träger (vgl. Abb. 84) oder Blechträger, bestehend aus Stehböcken, Gurtwinkeln und Gurtlamellen (vgl. Abb. 90) zur Anwendung. Es kann dann durch Abstufung der Lamellen das Widerstandsmoment entsprechend den Biegemomenten verringert werden, um Material zu sparen (Abb. 85).

Sind veränderliche Lasten vorhanden, so muß die Kurve der größten Momente ermittelt werden. Es werden für verschiedene Stellen des Trägers die bei ungünstigster Laststellung auftretenden Größtmomente errechnet und graphisch als Ordinaten aufgetragen. Durch Verbindung der erhaltenen Punkte ergibt sich die Kurve. Sie kann bei einem Träger

auf zwei Stützen ersetzt werden durch die in Abb. 54 dargestellte Kurve, die aus einer Geraden von $0,12L$ als Mittelstück im Abstände von M_{\max} mit an beiden Seiten tangential anschließenden Parabelstücken besteht. M_{\max} ist hierbei das auftretende absolut größte Moment. Träger von größerer Stützweite (über 7 m) und Träger, die gleichzeitig zur Aussteifung dienen, müssen auch auf Durchbiegung nachgerechnet werden. Die Durchbiegung f soll $1/500$ der Stützweite nicht überschreiten. Beim einfachen Träger ist für eine gleichmäßig verteilte Last q :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J}.$$

C. Walzträger:

1. Anordnung der Träger.

Gewalzte Träger sind wesentlich billiger als genietete und als Fachwerkträger, daher stets zu bevorzugen. Die breitflanschigen Peiner-Träger, die neuerdings bis 1,0 m Höhe gewalzt werden, haben so große Widerstandsmomente, daß sie für die Bedürfnisse des einfachen Hochbaus fast immer ausreichen. Gewalzte Träger werden u. a. verwandt für



Belastungsbreite eines Trägers

Abb. 55.

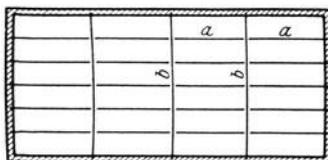


Abb. 56.

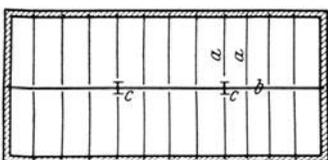


Abb. 57.

Abb. 55 bis 57. Anordnung von Trägerlagen.

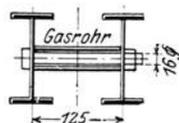


Abb. 58.

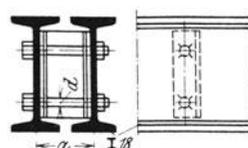


Abb. 59.

Abb. 58 und 59. Querverbindungen für I-Träger.

b) Wandunterzüge, Tür- und Fensterstürze. Zur Unterstützung von Wänden und zur Überdeckung von Maueröffnungen genügen bei schmalen Wänden einfache Träger, und zwar bei Wänden von $\frac{1}{2}$ Stein bis 1 Stein I-Träger, bei 1 bis $1\frac{1}{2}$ Stein IP-Träger. Bei stärkeren Wänden sind zwei oder mehrere Träger nebeneinander zu legen, die durch Querverbindungen verkuppelt werden. Diese sind in Abständen von 1,0 bis 2,0 m anzuordnen, vor allem aber da, wo größere Einzellasten angreifen, also z. B. stets an den Auflagern. Bei kleinen Trägerhöhen, z. B. für Sturzträger von Fenster- und Türöffnungen, genügen Stehbolzen oder Schrauben mit übergeschobenem Gasrohrstück in Abständen von ca. 1,0 m (Abb. 58). Sicherheit gegen Schiefstellen wird bei dieser Anordnung erst durch nachträgliches Ausbetonieren erreicht. Für Unterzüge und

schwer belastete Fronträger aus 2 I-Eisen sind deshalb Querverbindungen mittels C-Stücke und Schraubenbolzen (Abb. 59) vorzuziehen. Auch gußeiserne Zwischenstücke werden eingebaut, die sich genau der Trägerform anpassen und durch zwei, bei größerer Höhe durch drei Schrauben verbunden sind (Abb. 60). Bei hohen Trägern werden genietetete Schotte aus Stehblech und Winkeln notwendig.

Anordnungen von Trägern in Fenster- und Türstürzen sind in Abb. 61 dargestellt. Es ist im allgemeinen

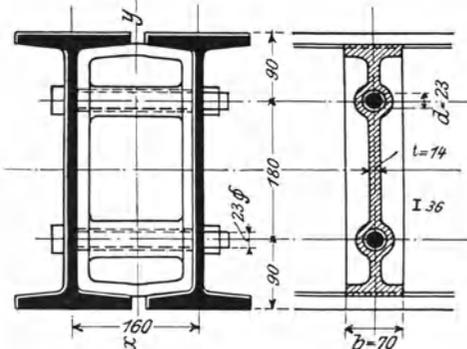


Abb. 60. Querverbindung durch gußeiserne Kupplungen.

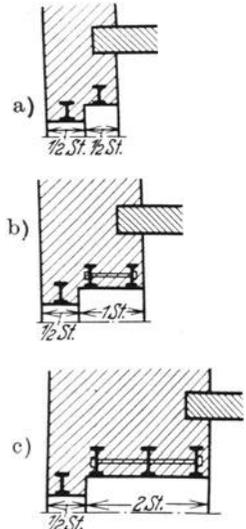


Abb. 61. Anordnung von Sturzträgern.

für jede halbe Steinstärke ein Träger notwendig. Während die Träger im Anschlag nur Mauerlast zu tragen haben, müssen die übrigen Träger außerdem oft die Lasten anstoßender Decken aufnehmen.

2. Auflagerung und Verankerung der Träger.

Die Trägerenden sind entweder auf einer Wand, einem Pfeiler, einer Stahlstütze aufgelagert oder an Unterzüge bzw. durchgehende Stützen mit Hilfe von Winkelprofilen und Laschen angeschlossen. In beiden Fällen muß die größte Auflagerkraft A bzw. B des Trägers einwandfrei übertragen werden.

Bei Auflagerung auf Mauerwerk darf unter dem Trägerende die zulässige Beanspruchung des Mauerwerks nicht überschritten werden. Je nach der Größe des Auflagerdrucks kommen verschiedene Anordnungen in Frage.

Träger mit geringer Last können unmittelbar auf das Mauerwerk verlegt werden (Abb. 62). Gleichmäßige Druckverteilung wird erzielt durch eine 10 bis 20 mm starke Zementschicht, die zur Vermeidung gefährlicher Kantenpressung erst 3 bis 5 cm hinter der Mauerkante beginnen soll. Die Zementfuge wird erst nach dem Verlegen und Ausrichten der Träger, die zunächst mit schmalen Eisenstücken unterteilt werden, vergossen. Auflagerlänge a nicht größer als Trägerhöhe h . Die zulässige Druckbeanspruchung $\sigma = \frac{A}{a \cdot b}$ beträgt:

für Mauerziegel erster Klasse in Kalkmörtel . . .	10 kg/cm ²
dgl. in Kalkzementmörtel	14 „
für Hartbrandsteine in Kalkzementmörtel	18 „
für Klinker in reinem Zementmörtel	30 „

Für Pfeiler sind mit zunehmender Schlankheit nur wesentlich geringere Beanspruchungen zugelassen.

Für Auflagerquader aus Naturstein oder Beton ist eine größere Pressung zulässig, jedoch ist unter dem Quader die Mauerwerkspressung nachzuweisen. Höhe der Quader mindestens gleich ihrer halben Breite.

Bei größerer Auflagerlast werden ebene Unterlagplatten aus Flußstahl von 12 bis 30 mm Stärke oder auch im Handel vorrätige Platten aus Gußeisen von meist 26 mm Stärke

verwendet (Abb. 63). Der seitliche Überstand u darf im Höchstfalle betragen

$$u = \frac{t}{2} \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma'}}$$

t = Plattenstärke, σ = zulässige Biegungsspannung, $\sigma' = \frac{A}{a \cdot b}$ = Pressung unter der Platte.

Bei Anordnung von mehreren übereinanderliegenden Platten ist Vernietung derselben erforderlich (Abb. 64).

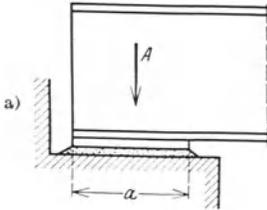


Abb. 63.

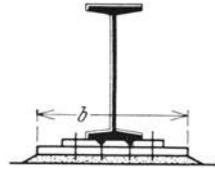
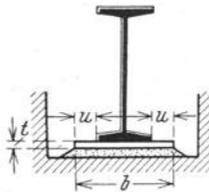


Abb. 64.

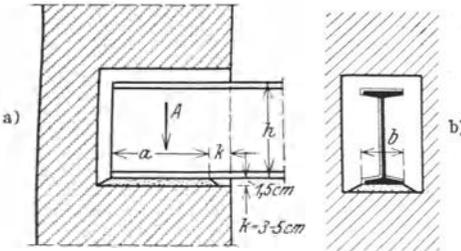


Abb. 62.

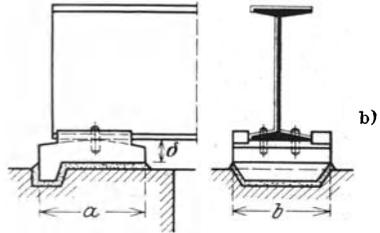


Abb. 65.

Abb. 62 bis 65. Auflagerung von Trägern.

Gewölbte Auflagerplatten (= Liniensklappler) aus Gußeisen oder Stahlformguß (Abb. 65) ermöglichen eine gleichmäßigere Verteilung des Druckes auf die Unterlage, da bei einer Durchbiegung des Trägers der Angriffspunkt der Auflagerkraft sich kaum verschiebt. Pfeil der Wölbung: $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{25}$ der Plattenlänge.

Randleisten (20 bis 60 mm breit, 10 bis 20 mm hoch) sichern den Träger gegen seitliche Verschiebung. Untere Rippen am Ende oder in der Mitte der Platte, bei größeren Auflagerplatten auch gekreuzte Rippen (Abb. 67), verhindern eine Verschiebung auf dem Mauerwerk. Oft genügt Befestigung mit Steinschrauben. Die Dicke δ der Platte (Abb. 66) soll bei Gußeisen nicht unter $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{4}$ ihrer Länge betragen. Rechnerisch ergibt sich aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{M}{W} \text{ mit } M_{\max} = \frac{A \cdot a}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{A \cdot a^2}{8} \text{ und } W = b \cdot \frac{\delta^2}{6},$$

$$\sigma = \frac{3 A \cdot a}{4 b \delta^2} \text{ und } \delta = \sqrt{\frac{3 A a}{4 b \sigma}}$$

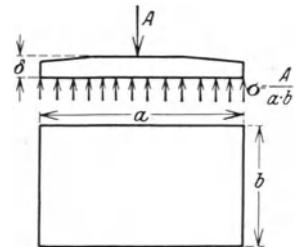


Abb. 66. Gewölbte Auflagerplatte.

Die Ausdehnung des Trägers bei Wärmeänderungen muß möglich sein. Kürzere Träger ohne oder mit Unterlagsplatten haben meist durch Gleiten auf ihrer Unterlage genügend Bewegungsmöglichkeit. Bei größeren Trägern und Dachbindern bis etwa 20 m Spannweite genügen Gleitlager mit gewölbter Oberfläche (Abb. 65, 67, 68), auf denen unter Überwindung der Reibung das eine Trägerende sich verschieben kann. Das feste Auflager kann hierbei hergestellt werden durch Feststellorne (Abb. 67c), die durch den Trägerflansch in die Auflagerplatte getrieben werden, oder durch an den Innenkanten der Randleisten angegossene Nasen n , die in Ausklinkungen der

Trägerflansche hineinfassen (Abb. 68). Bei Trägern von großer Stützweite und Belastung werden Rollenlager an einem Ende erforderlich.

7. Aufgabe. Der Stützdruck eines größeren Trägers beträgt $A = 30100$ kg. Es ist ein Auflager aus Stahlformguß ($\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm²) zu berechnen und zu zeichnen. Zulässige Beanspruchung des Auflagerquaders 20 kg/cm², des Mauerwerks 10 kg/cm².

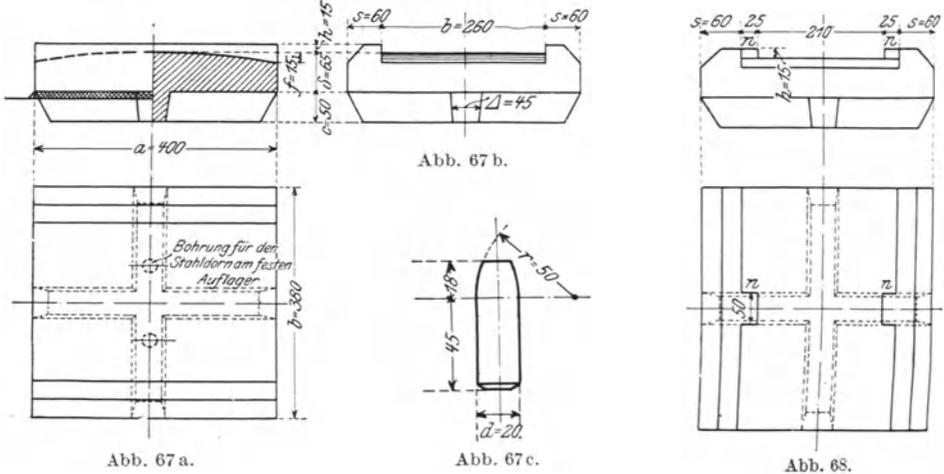


Abb. 67 und 68. Auflagerplatten aus Gußeisen.

Auflösung: Die Auflagerplatte ist in Abb. 67 und 68 dargestellt.

Erforderliche Grundfläche: $\frac{30100}{20} = 1505$ cm², gewählt $a = 40$ cm, $b = 38$ cm, $F = a \cdot b = 1520$ cm².

Erforderliche Plattenstärke: $\delta = \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot a}{4 \cdot b \cdot \sigma}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 30100 \cdot 40}{4 \cdot 1200 \cdot 38}} = 4,5$ cm.

Da $\frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6,7$ cm, wurde gewählt $\delta = 65$ mm.

Die Breite $b = 380$ mm ergibt sich aus der Breite der Verstärkungsplatte unter dem Trägerflansch, die mit $260 \times 260 \times 20$ angenommen wurde, und einer Breite der Randleisten von 60 mm, also

$$b = 60 + 260 + 60 = 380 \text{ mm.}$$

Erforderliche Grundfläche des Quaders: $F = \frac{30100}{10} = 3010$ cm².

Gewählt: 60×60 cm = 3600 cm², $h = 40$ cm.

Umkippen der Träger wird meistens durch das Einmauern der Trägerenden verhindert. Hierbei muß vor Kopf des Trägers ein Spielraum von 5 bis 8 cm bleiben (Ausdehnungsmöglichkeit bei Brand). Bei hohen Trägern, die nicht durch angeschlossene Querträger gestützt sind, sind weitere Vorkehrungen gegen Kippen erforderlich, z. B. Verbreiterung der Auflagerung durch angenietete seitliche Stützbocke.

Längsverankerungen der Träger im Mauerwerk sind notwendig bei Fabrikdecken, wo Stöße und Erschütterungen zu erwarten sind, sowie zur gegenseitigen Abstützung von dünnen Wänden. Sie kann erfolgen nach Abb. 69 durch angenietete Flacheisen, die durch die Wand hindurchgehen und außen in einer Öse endigen, durch die ein Flacheisensplint gesteckt wird. Der Splint kann auch ersetzt werden durch runde oder rechteckige Ankerplatten. Die Längsverankerung eines Trägerendes erfolgt bei kleinen Trägern (bis $\text{I } 24$) durch ein durch den Steg ge-

stecktes Rundeisensplint (Abb. 70), bei größeren durch Winkelstücke, welche entweder auf den Flansch (Abb. 71) oder an den Steg geschraubt und eingemauert werden.

3. Anschlüsse und Stöße.

Der Anschluß eines Trägers an einen andern wird durch Anschlußwinkel bewirkt von 70 bis 110 mm Schenkelbreite je nach Größe des anzuschließenden Trägers. Bei geringer Anschlußhöhe sind oft breitere Winkel zweckmäßig, um 2 Nietreihen

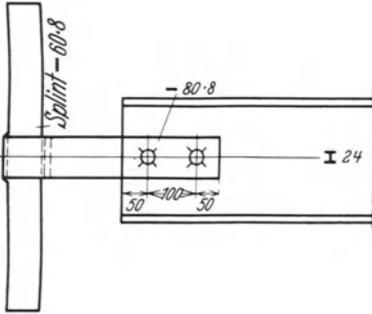


Abb. 69.

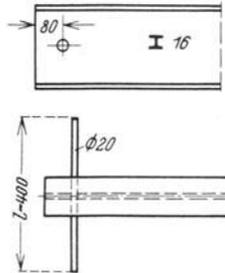


Abb. 70.

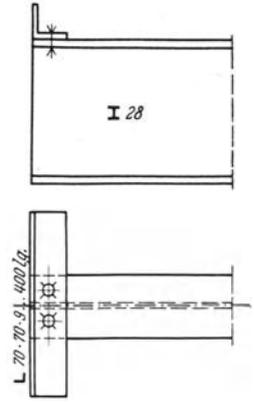


Abb. 71

Abb. 69 bis 71. Längsverankerungen von Trägern.

nebeneinander setzen zu können (Abb. 72). Ein normaler Anschluß eines Nebenträgers an einen größeren Hauptträger ist in Abb. 73 dargestellt. Die Niete „a“ im Steg des anzuschließenden Trägers sind zweischnittig, die Niete „b“ des durchgehenden Trägers einschnittig, dafür in doppelter Zahl. Für Niete „b“ werden oft Schrauben verwandt.

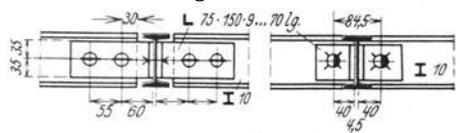


Abb. 72. Anschluß eines niedrigen Trägers.

Bei schmalern Anschlußwinkeln sind die Niete in beiden Schenkeln möglichst zu versetzen. Die Winkel dürfen nicht in die Rundungen der Profile reichen, sonst ist Einpassen durch Abrundung der Endkanten erforderlich.

Die Anzahl der Niete „a“ bzw. „b“ muß ausreichend sein, um den Auflagerdruck des anzuschließenden Trägers zu übertragen. Infolge der Durchbiegung des Trägers treten noch gewisse Nebenbeanspruchungen der Anschlußniete auf, die bei der Rechnung im allgemeinen vernachlässigt werden können.

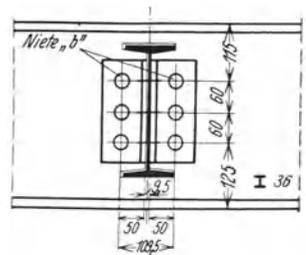
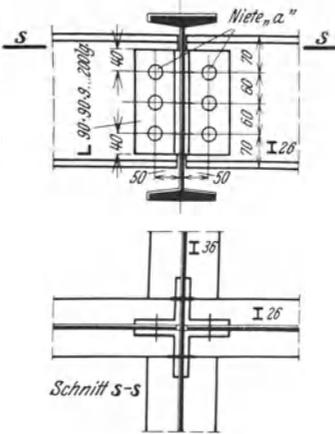


Abb. 73. Normaler Trägeranschluß.

8. Aufgabe. Welche Auflagerkraft A kann der in Abbildung 73 dargestellte Anschluß aufnehmen?

Auflösung:

Niete „a“. 3 zweischnittige Niete, $d = 20 \text{ mm}$, $t = 0,94 \text{ cm}$ (Stegstärke I 26):

$$N_s = 1,0 \cdot 2 \cdot 3,14 = 6,28 t,$$

$$N_i = 2,0 \cdot 2,0 \cdot 0,94 = 3,76 t,$$

$$A_1 = 3 \cdot 3,76 = 11,28 t.$$

Niete „b“. 6 einschnittige Niete, $d = 20 \text{ mm}$, $t = 0,9 \text{ cm}$ (Winkelstärke):

$$N_s = 1,0 \cdot 3,14 = 3,14 t,$$

$$N_i = 2,0 \cdot 2,0 \cdot 0,9 = 3,6 t,$$

$$A_2 = 6 \cdot 3,14 = 18,84 t.$$

Der Anschluß kann $A = 11,28 t$ aufnehmen.

Wenn die Deckenträger und Unterzüge mit Oberkante oder mit Unterkante bündig liegen, ist eine Ausklinkung des Flansches beim anzuschließenden

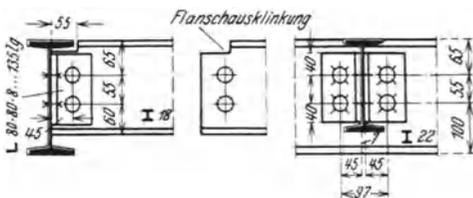


Abb. 74. Bündiger Trägeranschluß.

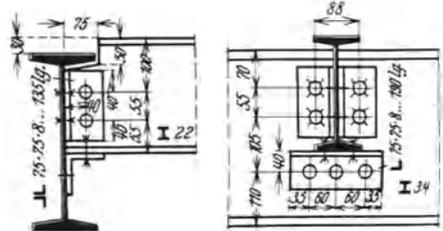


Abb. 75. Trägeranschluß mit Stützwinkel.

Träger erforderlich (Abb. 74). Bei niedrigen Trägern mit geringer Last genügt es, wenn der anzuschließende Träger nur bis an den Flansch des anderen geführt und der Anschluß durch einen breitschenkigen Winkel hergestellt wird (Abb. 72).

Bei ungleicher Höhenlage sind oft tiefere Einklinkungen notwendig. Ist nicht genügend Raum zur Unterbringung der er-

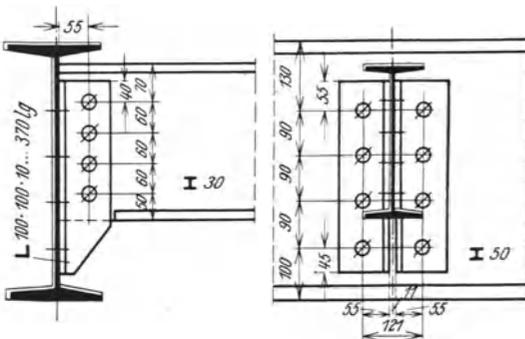


Abb. 76. Trägeranschluß mit durchgehenden Anschlußwinkeln.

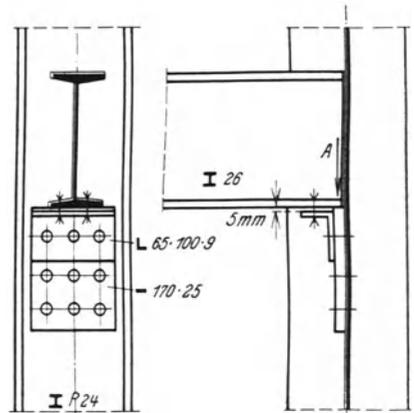


Abb. 77. Anschluß mit Stützblech.

forderlichen Nietzahl in den Anschlußwinkeln vorhanden, so wird ein Stützwinkel nach Abb. 75 angeordnet, der möglichst mit so viel Nieten anzuschließen ist, daß er allein den Auflagerdruck aufnehmen kann.

Beim Anschluß an höhere Unterzüge wird oft einer der Anschlußwinkel des Deckenträgers oder auch beide über den einen Flansch hinaus, der entsprechend auszuklinken ist, durchgeführt. Es können dann mehr Niete untergebracht werden, und gleichzeitig ist eine Aussteifung des Stehbleches erreicht (Abb. 76).

Der Anschluß an Stützen ist in gleicher Weise mit Hilfe von Anschlußwinkeln auszuführen. Für größere Drücke ist auch die Auflagerung auf einem

Beim durchlaufenden Träger werden die Stöße in die Nähe der Momentennullpunkte gelegt, also etwa $\frac{l}{6}$ vom Auflager entfernt.

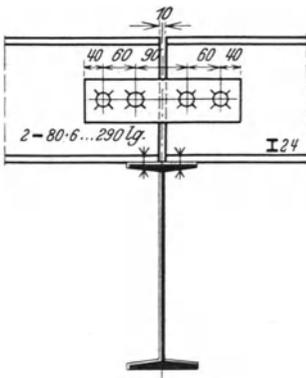


Abb. 80. Längsverbinding zweier Träger.

Beim Gerberträger fallen die Stöße mit den Gelenkstellen G (siehe Abb. 51) zusammen. Ein Moment ist nicht zu übertragen, nur die Auflagerkraft des eingehängten Trägers.

Die übliche Ausführung mit Gelenkbolzen, der in einem mit dem Kragarm vernieteten oder verschraubten Flacheisenpaar gelagert ist, zeigt Abb. 81a und b. Im Anschluß der Laschen ist außer dem Auflagerdruck P des Gelenkbolzens noch das Moment $P \cdot a$ zu übertragen, wodurch eine erhebliche Zusatzbeanspruchung der Niete bzw. Schrauben entsteht.

Von je zwei in einem Feld liegenden Gelenken ist, um Längsausdehnungen zu ermöglichen, das eine fest, das andere durch Lagerung des Bolzens in einem Langloch (siehe Abb. 81b) beweglich auszubilden.

Für Pfettengelenke sind in DIN 1009 Normen festgelegt. Für I 14 ist ein solches Gerbergelenk in Abb. 82 dargestellt. Der aufnehmbare Auflagerdruck bei $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ beträgt hier 1450 kg. Die Laschen sind mit $\frac{5}{8}$ "-Bolzen verschraubt. Statt des Flach-

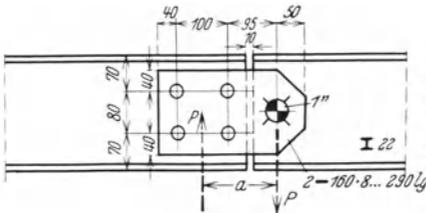


Abb. 81 a.

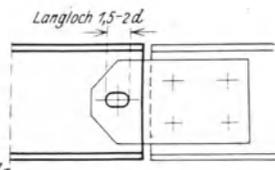


Abb. 81 b.

Abb. 81 a und b. Gelenkstoße eines Gerberträgers.

eisenpaares wird bei geneigtem Pfettensteg besser eine einseitige Winkeleisenlasche aus L 50 \times 100 \times 6 angeordnet.

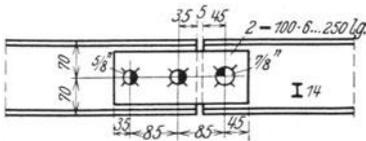


Abb. 82. Gerbergelenk einer Pfette.

D. Genietete Träger.

Bei der Zusammensetzung von Trägerquerschnitten aus Einzelprofilen ist zu erstreben, die Hauptmasse der Flächenteile möglichst weit von der Schwerachse anzuordnen, damit J und W groß wird (I-förmige Querschnitte).

Da für Zug und Druck gleiche Spannungen zugelassen sind, ist bei reiner Biegung der symmetrische Querschnitt, der in der Druck- und Zugzone gleiche Randspannungen erhält, am günstigsten.

1. Verstärkte Walzprofile. Durch Aufnieten von Gurtplatten oder Lamellen kann die Tragfähigkeit von Walzträgern erhöht werden. Bei der Berechnung von W ist die Schwächung durch Niete zu berücksichtigen. Wegen der schmalen Flansche und des verhältnismäßig großen Nietabzuges ist eine Verstärkung von I-Trägern wenig zweckmäßig; dagegen werden verstärkte I-P-Träger oft als Unterzüge gebraucht, besonders dann, wenn die Bauhöhe beschränkt ist.

Die Niete zwischen Flansch und Lamellen haben die Aufgabe, eine gegenseitige Verschiebung derselben bei der Durchbiegung des Trägers zu verhindern. Die Lamellen im

Druckgurt haben dabei das Bestreben, sich gegenüber dem Trägerflansch auszudehnen, die Zuglamellen dagegen sich zu verkürzen. Am größten würde diese Verschiebung (v in Abb. 83) an den Auflagern sein und würde nach der Mitte des Trägers zu bis auf Null abnehmen. Entsprechend ist die von den Nietten aufzunehmende Scherkraft H am Auflager am größten und in der Trägermitte am kleinsten: Sie ist proportional der Querkraft Q . Die Nietteilung e muß daher umgekehrt in der Nähe der Auflager am kleinsten sein und kann nach der Trägermitte hin zunehmen. Sie errechnet sich nach der Formel

$$e = \frac{N}{Q} \cdot \frac{J}{S} \quad \text{bzw. am Auflager} \quad e = \frac{N}{A} \cdot \frac{J}{S}.$$

Es bedeutet

N = die Kraft, die ein Niet oder, wenn diese paarweise angeordnet sind, ein Nietpaar aufnehmen kann,

Q = die Querkraft, die am Auflager gleich dem Auflagerdruck A zu setzen ist,

J = Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts ohne Nietschwächung,

S = Statisches Moment des anzuschließenden Gurtteiles ohne Nietschwächung bezogen auf die neutrale Achse des Querschnitts, also anzuschließende Fläche \times Abstand ihres Schwerpunktes von der neutralen Achse.

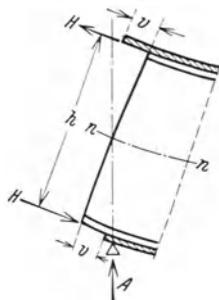


Abb. 83.

10. Aufgabe. Die Nietteilung für einen I P 50 verstärkt durch eine Lamelle 350×15 bei $A = 85 t$ und $\varnothing 26$ mm zu bestimmen.

Auflösung:

$$J_0 = 113\,200 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{Lamellen}} = 2 \cdot 35 \cdot 1,5 \cdot 25,75^2 = 69\,600 \text{ cm}^4$$

$$J_{br} = 182\,800 \text{ cm}^4$$

$$N \text{ (2 Niete, } d = 26 \text{ mm, auf Abscheren, einschnittig)} = 2 \cdot 5,31 \cdot 1,0 = 10,62 t,$$

$$S = F_g \cdot a = 35 \cdot 1,5 \cdot 25,75 = 1353 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Nietteilung am Auflager: } e = \frac{N}{A} \cdot \frac{J}{S} = \frac{10,62}{85} \cdot \frac{182\,800}{1353} = 16,9 \text{ cm}.$$

Je nach der Dicke der Lamelle ist zulässig $e_{\max} = 6$ bis $8 d$. Gewählt am Auflager $e = 160$ mm, nach der Mitte hin kann t steigen auf 180 mm (Abb. 84).

Die übliche Lamellenstärke beträgt 8 bis 20 mm. Nötigenfalls werden 2 oder 3 Gurtplatten übereinandergelegt und dann nur so weit geführt, wie es zur Aufnahme der vorhandenen Biegemomente erforderlich ist. Ihre Längen lassen sich am einfachsten zeichnerisch bestimmen.

Ist unter Abzug von zwei Nietlöchern in jedem Flansch:

W_0 das Widerstandsmoment des Trägers ohne Platten, ebenso

W_1, W_2, W_3 das Widerstandsmoment mit je einer, zwei oder drei Gurtplatten, so können die einzelnen Querschnitte aufnehmen:

$$M_0 = W_0 \cdot \sigma_{zul}, \quad M_1 = W_1 \cdot \sigma_{zul}, \quad M_2 = W_2 \cdot \sigma_{zul}, \quad M_3 = W_3 \cdot \sigma_{zul}.$$

Diese Momente werden maßstäblich neben der Kurve der größten Momente des Trägers aufgetragen (Abb. 85). Die Schnittpunkte I, II, III ihrer Horizontalen mit der Momentenkurve ergeben die Stellen, an denen die Gurtplatten erforderlich werden. Die schraffierte, abgetreppte Fläche in Abb. 85 ist die Kurve der aufnehmbaren Momente, die nirgends in die Kurve der größtmomente einschneiden darf. Die Platten sind nach beiden Seiten um ein Maß u zu verlängern, wobei u so groß sein muß, daß die zum Anschluß der Platte erforderlichen Niete unterzubringen sind. Im allgemeinen genügt es, wenn je zwei Nietpaare vor I, II, III liegen, also $u \sim 20$ cm und $L = \text{Lamellenlänge} = \lambda + 2u = \lambda + 40$ cm.

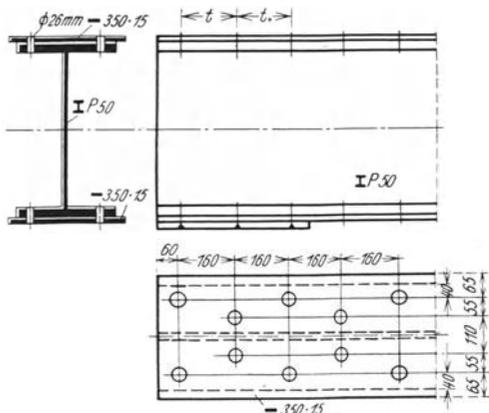


Abb. 84. Verstärkter P-Träger

In Abb. 85 wurde als Beispiel ein Träger von 8,0 m Stützweite und einer Streckenlast $q = 15 \text{ t/m}$ gewählt.

$$Q = q \cdot l = 15 \cdot 8 = 120 \text{ t},$$

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{120 \cdot 8}{8} = 120 \text{ tm}.$$

Gewähltes Profil I P 50 mit 3 $\square 350 \times 12$, $\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$,

$$W_0 = 3840 \text{ cm}^3, \quad M_0 = 38,4 \cdot 1,4 = 53,8 \text{ tm},$$

$$W_1 = 5450 \text{ ,, ,, } \quad M_1 = 54,5 \cdot 1,4 = 76,3 \text{ ,,}$$

$$W_2 = 7090 \text{ ,, ,, } \quad M_2 = 70,9 \cdot 1,4 = 99,3 \text{ ,,}$$

$$W_3 = 8750 \text{ ,, ,, } \quad M_3 = 87,5 \cdot 1,4 = 122,5 \text{ t}.$$

Es ergeben sich die Plattenlängen $L_1 = 6,60 \text{ m}$, $L_2 = 5,50 \text{ m}$, $L_3 = 3,90 \text{ m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{12000}{8750} = 1,372 \text{ t/cm}^2.$$

Die Verstärkung eines Walzträgers kann auch ohne wesentliche Gewichtszunahme durch Armierung mittels Druckstützen a und eines untergespannten Zugbandes b aus Rund-, Flach- oder Winkelblechen erfolgen.

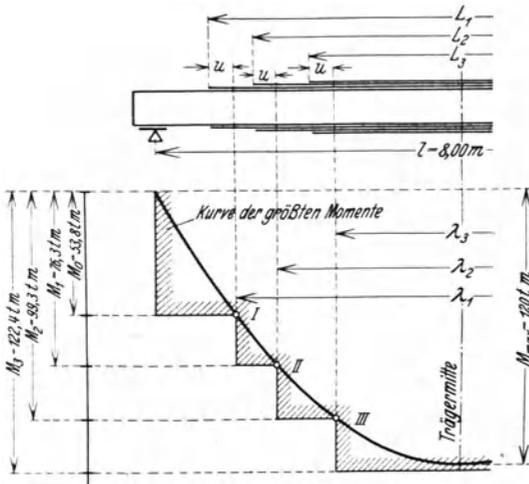


Abb. 85. Bestimmung der Länge der Gurtplatten.

Der Träger wirkt wie ein Hängewerk. Je nachdem ob eine oder zwei Unterstützungen durch Druckstützen vorhanden sind, entsteht ein einfacher oder ein doppelt armierter Träger (Abb. 86 a und b).

2. Blechträger. Für Trägerhöhen über 80 cm werden im Hochbau meist Blechträger verwendet, für Höhen von etwa 1,50 m an sind Fachwerkträger zu bevorzugen. Die Höhe des Blechträgers wird zu $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite gewählt.

Der Blechträger (Abb. 87) ist zusammengenietet aus dem Steh-

blech, den Gurtwinkeln und je nach Erfordernis aus einer oder mehreren Gurtplatten.

Die Stehbleche sind aus Walzblechen herzustellen; für die Gurtplatten können Breitflacheisen gewählt werden. Bei breiteren Gurten sind ungleichschenklige Winkel zweckmäßig.

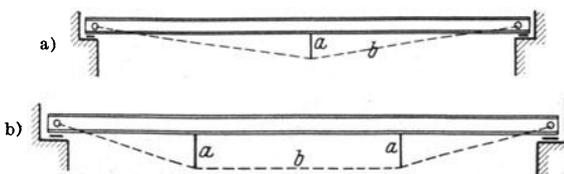


Abb. 86. Armierter Träger.

Erfordert die Last eine breite Auflagerfläche (z. B. Unterzüge für dicke Wände), oder ist ein besonders hohes Widerstandsmoment erforderlich, so werden Träger mit zwei Stehblechen, sogenannte Kastenträger (Abb. 88)

verwandt. Die Entfernung der beiden Stehbleche soll möglichst so groß gewählt werden, daß das Innere zugänglich bleibt.

Der erforderliche Querschnitt F_G der Gurtung eines Blechträgers (= Winkel + Lamellen, Abb. 89 a) berechnet sich angenähert zu $F_G = W : h$, wo W das durch Rechnung ge-

fundene erforderliche Widerstandsmoment ist. Ist hiernach ein bestimmter Gurtquerschnitt festgelegt, so muß J_{netto} berechnet werden, wobei in jedem Gurt zwei lotrechte Nietlöcher abzuziehen sind. Die Nietschwächung des Stehblechs wird berücksichtigt durch Verringerung seines Trägheitsmoments um 15%. Aus J_{netto} ergibt sich $W_n = \frac{J_n}{e}$, wobei e der Randabstand der äußersten Lamelle von der Schwerachse ist. Weicht der gefundene Wert W_n zu stark von W_{err} ab, so muß eine Berichtigung des Gurtquerschnitts erfolgen, die sich wieder ergibt zu $\Delta W = \frac{\Delta W}{h}$. ($\Delta W = W_{err} - W_n$ bzw. $= W_n - W_{err}$.)

Bei der Dimensionierung von Blechträgern sind vorteilhaft Tabellenwerke mit ausgerechneten Werten für abgestufte Blechträger zu benutzen, wie sie z. B. enthalten sind in „Stahl

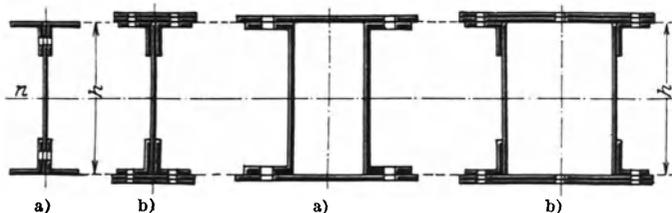


Abb. 87. Blechträger.

Abb. 88. Kastenträger.

im Hochbau“, Verlag Stahl Eisen bzw. Julius Springer, Berlin. Die Länge der Lamellen ergibt sich wie früher nach Abb. 85.

Die Entfernung e_1 (Abb. 89 b) der Niete zwischen Gurtplatten und Winkeln und e_2 zwischen Winkeln und Stehblech ist getrennt zu ermitteln nach der früher angeführten Gleichung

$$e = \frac{N}{Q} \cdot \frac{J}{S}.$$

Für $e_1 =$ Teilung der Gurtniete ist S das statische Moment der Gurtplatten, für e_2 der Stehblechniete dagegen der Gurtplatten + Winkel. Da Beanspruchung auf einschneittiges Abscheren eines Nietpaares in Frage kommt, ist für e_1

$$N = 2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \tau.$$

Für e_2 ist Lochleibung maßgebend, also $N = d \cdot s \cdot \sigma_1$, wobei s die Stehblechstärke ist.

Die Niete in beiden Winkelschenkeln sind gegenseitig zu versetzen. Da die Teilung e_1 sich fast immer als erheblich größer ergibt wie e_2 , ist, wenn ausreichend, zu wählen $e_1 = 2e_2$, sonst $e_1 = \frac{3}{2}e_2$ oder $e_1 = e_2$.

Statt der genaueren Formel $e = \frac{N}{Q} \cdot \frac{J}{S}$ kann die Teilung e_2 (Stehblechniete) angenähert errechnet werden mit

$$e_2 = \frac{N}{Q} \cdot h_1,$$

oder für die in der Nähe des Auflagers erforderliche kleinste Teilung

$$e_2 = \frac{N}{A} \cdot h_1,$$

wobei h_1 gleich der Entfernung der Nietrißlinien zu setzen ist. ($A =$ Auflagerdruck.)

Um ein Ausbiegen und Ausknicken des dünnen Stehbleches zu verhindern, ist dieses in gewissen Abständen, insbesondere über den Auflagern und an Stellen, wo Einzellasten angreifen, durch seitlich aufgenietete Winkel, \square -Eisen oder \perp -Eisen auszusteuern (Abb. 90). Greifen an der Aussteifungsstelle Drucklasten an der Gurtung an, so ist die Versteifung unter Einpassung bis unmittelbar an die Gurtwinkel durchzuführen. Zwischen den Gurtwinkeln werden meistens Futter-

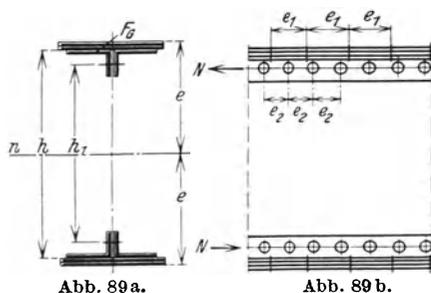


Abb. 89 a.

Abb. 89 b.

bleche angeordnet (Abb. 90). Bei hohen Blechträgern sind Keilfuttern (Abb. 91) vorzuziehen. Kröpfungen sind zu vermeiden. Abstand der Aussteifungen bei kleineren Trägern etwa 1,50 bis 2,0 m, bei höheren 1,20 bis 1,50 m.

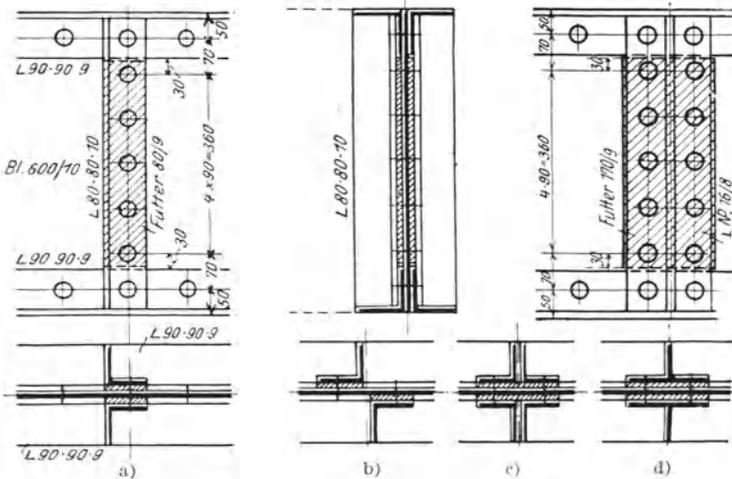


Abb. 90. Blechträgeraussteifungen.

Bei seitlichem Anschluß von Nebenträgern ist mindestens ein Anschlußwinkel als Versteifungswinkel auf die ganze Trägerhöhe durchzuführen (Abb. 92). Der Flansch des Anschlußträgers wird entsprechend ausgeklinkt.

Bei größerer Trägerlänge wird ein Stehblechstoß erforderlich (Abb. 93).

Die Stoßlaschen sollen zusammen das Trägheitsmoment des Stehbleches ersetzen. Daraus errechnet sich die Stärke jeder Lasche zu $s_1 = \frac{s}{2} \left(\frac{h}{h_0}\right)^3$,

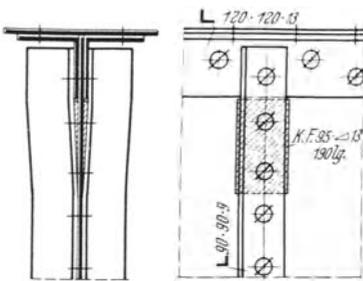


Abb. 91. Aussteifungswinkel mit Keilfütter.

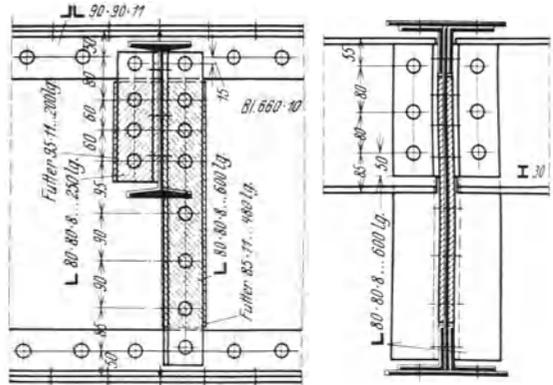


Abb. 92. Anschluß eines Nebenträgers.

wobei s die Stehblechstärke, h die Stehblechhöhe und h_0 die Höhe der Laschen ist. Mindeststärke $s_1 = 8$ mm, meist $s_1 = \frac{2}{3} s$ bis s . Die Decklaschen liegen in der üblichen Ausführung zwischen den Gurtwinkeln. Es empfiehlt sich, den Teil des Stehbleches, der unter den Gurtwinkeln liegt, noch durch besondere, auf den Winkeln liegende Laschen zu decken (vgl. Abb. 93). Die Niete in den Stoßlaschen erhalten Beanspruchungen aus dem Biegemoment und aus der Querkraft des Trägers. Angenähert kann die erforderliche Anzahl bestimmt werden zu $n = \frac{h}{2d}$ (d = Nietdurchmesser, h = Trägerhöhe).

Bei langen Trägern werden mit Rücksicht auf die Transportmöglichkeit Stöße notwendig, die durch den ganzen Querschnitt gehen, sogenannte Montagestöße. Es müssen dabei sämtliche Querschnittsteile durch Laschen angeschlossen sein.

Die Auflagerung erfolgt meistens durch gewölbte Lager aus Gußeisen oder Stahlguß nach Abb. 65, 67 und 68.

IV. Stützen.

Stützen sind senkrecht stehende Bauteile, die durch ihren Druck- und Knickwiderstand Lasten in Richtung ihrer Achse nach dem Fundament hin weiterleiten.

Die Lasten sind möglichst zentrisch anzuschließen. Greifen sie außerhalb der Stützenachse an, so tritt außer Druck noch eine Biegungsbeanspruchung hinzu. Waagerechte Kräfte (Winddruck, Brems- und Anfahrkräfte, Seitenstöße, Fliehkräfte) rufen ebenfalls zusätzliche Biegung hervor.

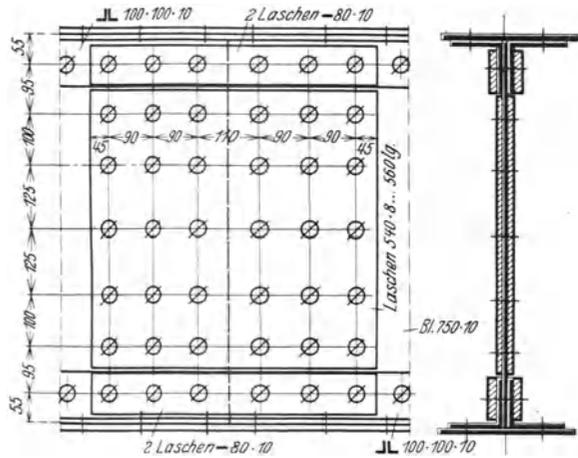


Abb. 94a zeigt die Biegungsbeanspruchung einer Hallenstütze infolge einer exzentrischen Belastung durch einen auf Konsole gelagerten Laufkran (Abb. 94b) und durch den auf die Seitenwand entfallenden Wind (Abb. 94c). Beide Momente können gleichzeitig wirken. Zur Bestimmung des größten Momentes sind deshalb beide Momentenflächen unter Berücksichtigung des Vorzeichens zu addieren.

Stützen bestehen aus Kopf, Schaft und Fuß (Abb. 110). Der Kopf dient zur Aufnahme, der Schaft zur Weiterleitung und der Fuß zur Abgabe der Last an das Fundament.

Bei Stockwerkbauten mit Stahlgerippe laufen die Frontstützen und Mittelstützen meist vom Dach bis zum Keller durch. Sie erhalten in jeder Geschoßdecke neue Lasten. Entsprechend sind diese Stützen aus einzelnen, durch 2 oder 3 Geschosse durchlaufenden Teilen zusammengesetzt, die nach unten zu stärker werden. Die Stöße liegen kurz oberhalb einer Decke.

Stützen werden heute fast ausschließlich aus Stahlprofilen hergestellt. Gußeiserne Stützen, ihres runden Querschnitts wegen meist Säulen genannt, kommen kaum noch zur Verwendung.

A. Berechnung der Stützen.

Nach den „Hochbauvorschriften“ von 1925 hat der Nachweis der Spannung nach dem „ ω -Verfahren“ zu erfolgen. Mit Rücksicht auf die Gefahr des Ausknickens wird statt mit der Last P mit einer vergrößerten Last $\omega \cdot P$ gerechnet. Die sich dann aus

$$\sigma = \frac{\omega \cdot P}{F}$$

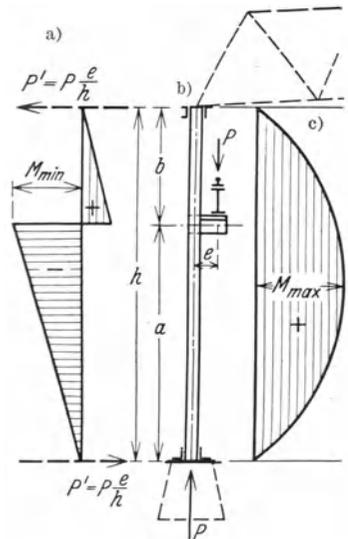


Abb. 94. Stütze mit Konsolbelastung.

ergebende Spannung σ darf die zulässige Zug- und Druckspannung (für St 37 1200 bzw. 1400 kg/cm²) nicht überschreiten.

Die Werte ω sind für die verschiedenen Stahlsorten aus Tabellen zu entnehmen. Sie sind abgestuft nach dem Schlankheitsgrad λ der Stütze, der zu bestimmen ist aus

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

Hierin ist l_k die Knicklänge, $i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{F}}$ der kleinste Trägheitsradius des Querschnitts.

Da für die Tragfähigkeit einer Stütze nicht J_{\max} , sondern J_{\min} maßgebend ist, müssen die Querschnitte nach allen Richtungen hin ein möglichst großes Trägheitsmoment besitzen. Der ideale Querschnitt ist demnach der Kreisring, der jedoch aus technischen Gründen für Stützen aus Walzeisen kaum in Frage kommt. Günstige Querschnitte lassen sich jedoch auch durch Zusammensetzung aus Einzelprofilen erreichen, z. B. Querschnitte aus 2 \square - bzw. 2 Γ -Profilen. Hierbei ist nach Abb. 95 der Abstand a der Teilprofile so groß zu wählen, daß $J_v = J_x$ wird, besser

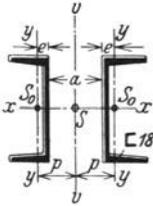


Abb. 95.

$J_v = 1,1 J_x$, da das Trägheitsmoment der materialfreien Achse $v-v$ 10% größer sein soll als das der Materialachse $x-x$.

Für St 37, St 48 und St 52 sind die ω -Werte in nebenstehender Tafel IV angegeben. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Genauere Tabellen siehe „Stahl im Hochbau“.

Tafel IV. Tafel der ω -Werte.

$\lambda = \frac{l}{i}$	ω		
	St 37	St 48	St 52
0	1,00	1,00	1,00
10	1,01	1,01	1,01
20	1,02	1,03	1,03
30	1,06	1,06	1,07
40	1,10	1,12	1,13
50	1,17	1,20	1,22
60	1,26	1,32	1,35
70	1,39	1,49	1,54
80	1,59	1,76	1,85
90	1,88	2,21	2,39
100	2,36	3,07	3,55
110	2,86	3,72	4,29
120	3,41	4,43	5,11
130	4,00	5,20	6,00
140	4,64	6,03	6,95
150	5,32	6,92	7,98

11. Aufgabe. Eine Stütze aus \square C 18 (Abb. 95) ist bei einer Knicklänge von 4,50 m belastet mit $P = 50$ t. Wie groß ist σ ?

Auflösung:

$$i_{\min} = i_x = \sqrt{\frac{2J_x}{2F}} = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = i_{0x} = \text{Trägheitsradius } i_x \text{ von einem } \square 18 = 6,95 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{450}{6,95} = 64,8,$$

$$\omega = 1,26 + 4,8 \cdot \frac{1,39 - 1,26}{10} = 1,26 + 0,062 = 1,322,$$

$$\sigma = \frac{1,322 \cdot 50}{2 \cdot 28,0} = 1,180 \text{ t/cm}^2.$$

Die Bestimmung des erforderlichen Querschnitts kann bei schlanken Stützen ($\lambda = \frac{l_k}{i}$ größer als 100) nach der Euler-Formel erfolgen. Es ist dann angenähert:

$$J_{\text{erf}} = 2 P \cdot l^2 \text{ bei } \sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$J_{\text{erf}} = 1,7 P \cdot l^2 \text{ bei } \sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$(l = l_k \text{ in m und } P \text{ in t}).$$

12. Aufgabe. Das erforderliche Γ P-Profil einer Stütze zu bestimmen für $l_k = 8,0$ m und 20 t Last.

Auflösung:

$$J_{\text{erf}} = 2 P l^2 = 2 \cdot 20 \cdot 8^2 = 2560 \text{ cm}^4.$$

Gewählt Γ P 22 mit $J_{\min} = J_y = 2840 \text{ cm}^4$.

Die Nachrechnung ergibt:

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{800}{5,59} = 143, \quad \omega = 4,84, \quad \sigma = \frac{\omega \cdot P}{F} = \frac{4,84 \cdot 20}{91,1} = 1,062 \text{ t/cm}^2.$$

Für gedrungener Stützen ($\lambda = \frac{l_k}{i}$ kleiner als 100) kann der Querschnitt angenähert bestimmt werden nach der Bemessungsformel

$$F_{erf} = \frac{P}{1,2} + 0,577 \cdot k \cdot l^2, \quad \text{für } \sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Für $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ist in dieser Formel 1,2 zu ersetzen durch 1,4. P ist in t, $l = l_k$ in m einzusetzen. k ist der „Profilwert“, eine für jede Querschnittsform ungefähr gleichbleibende Größe. Es ist z. B. zu setzen für Γ P-Profile $k = 4$, für Querschnitte aus \square $k = 1,2$, für 2 gleichschenklige Winkel Γ $k = 2$ bis 4,6 je nach Größe, Mittelwert $k = 3$, für 2 ungleichschenklige Winkel Γ $k = 3$. Ergibt die Nachrechnung der Spannung einen unbefriedigenden Wert, so ist ein günstigeres Profil zu wählen und die Spannung von neuem zu ermitteln.

13. Aufgabe. Das Profil für eine Stütze von \square -förmigem Querschnitt für $l_k = 4,50 \text{ m}$ und $P = 50 \text{ t}$ zu bestimmen. (Vgl. Aufgabe 11.)

Auflösung:

$$F_{erf} = \frac{50}{1,2} + 0,577 \cdot 1,2 \cdot 4,5^2 = 41,7 + 14,1 = 55,8 \text{ cm}^2.$$

Gewählt $\square 18$ mit $F = 2 \cdot 28,0 = 56,0 \text{ cm}^2$. (Die Nachrechnung nach Aufgabe 11 ergibt $\sigma = 1,180 \text{ t/cm}^2$.)

Die Schlankheit der Stützen ist begrenzt durch die Vorschrift, daß $\lambda = \frac{l_k}{i}$ nicht größer als 150 sein darf; für Masten und Krane nicht größer als 250.

Den Formeln liegt die Annahme zugrunde, daß Kopf und Fuß in der waagerechten Ebene nach allen Richtungen unverschieblich und gelenkig gelagert sind, daß also eine Bewegung dieser Punkte nur in der Achsrichtung erfolgen kann (Abb. 96). Dies ist der normale Stützfall, wobei die Knicklänge $l_k = \text{Höhe der Stütze } h$ zu setzen ist. Bei durchgehenden Geschoßstützen ist als Knicklänge l_k in jedem Geschoß die Geschoßhöhe einzusetzen.

Ist die Säule unten eingespannt, ihr Kopfpunkt aber in der waagerechten Ebene verschieblich (z. B. bei freistehenden Kranbahnstützen, eingespannten Hallenstützen), so ist als Knicklänge einzuführen $l_k = 2h$ ($h = \text{Stützenhöhe}$, Abb. 97). Es ergibt sich dann bei schlanken Stützen nach der Euler-Formel das vierfache J_{erf} .

Tritt noch eine Biegungsbeanspruchung hinzu, so ist die zusammengesetzte Beanspruchung zu errechnen aus:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot P}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

Gußeiserne Stützen müssen eine sechsfache Sicherheit auf Knicken besitzen. Der Querschnitt ergibt sich aus:

$$J_{erf} = 6P \cdot l^2 \quad (P \text{ in t, } l = l_k \text{ in m}).$$

Außerdem darf die reine Druckbeanspruchung $\sigma = \frac{P}{F}$ den zulässigen Wert von 600 kg/cm^2 nicht überschreiten.

14. Aufgabe. Eine gußeiserne Säule von $l_k = 3,50 \text{ m}$ trägt eine Last von 15 t ; es ist der Querschnitt zu bestimmen.

Auflösung: $J_{erf} = 6 \cdot 15 \cdot 3,5^2 = 1102 \text{ cm}^4$. Es genügt der in Abb. 98 dargestellte Kreisringquerschnitt mit $F = 58,9 \text{ cm}^2$ und $J = 1167 \text{ cm}^4$.

$$\sigma = \frac{15000}{58,9} = 255 \text{ kg/cm}^2.$$



Abb. 96.



Abb. 97.

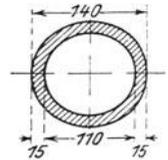


Abb. 98.

B. Ausführung der Stützen.

1. Gußeiserne Säulen.

Sie werden nur noch selten verwandt, da sie verschiedene Nachteile aufweisen:

1. Sie sind im allgemeinen teurer.
2. Längere Lieferfristen.

3. Gußeisen ist nicht geeignet, wenn Stöße und Erschütterungen zu erwarten sind. Wegen der geringen Zugfestigkeit können Biegemomente aus exzentrischen Lasten oder aus senkrecht zur Achse angreifenden Kräften kaum aufgenommen werden.

4. Herstellungsfehler, wie ungleiche Wandstärken (Abb. 99 b), Blasen und Risse, Gußspannungen kommen häufig vor und sind schwer festzustellen.

5. Die einwandfreie Ausführung von Anschlüssen seitlicher Träger, sowie von Längsstößen führt zu Schwierigkeiten.

6. Nachträgliche Verstärkung ist kaum möglich.

Ein Vorteil ist die geringere Rostgefahr; deshalb bevorzugt für manche landwirtschaftliche Bauten.

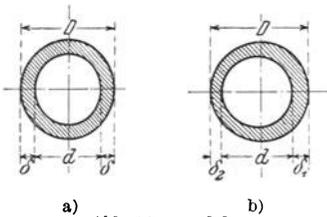


Abb. 99 a und b.

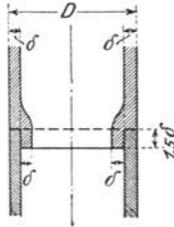


Abb. 100. Stoß einer gußeisernen Stütze.

Der übliche Querschnitt ist der Kreisring (Abb. 99 a). Geringste Wandstärke 10 mm. Der Guß erfolgt stehend. Größte Gußlänge etwa 8 m. Bei Stützen, die durch mehrere Stockwerke hindurchlaufen, empfiehlt es sich, in Höhe jeder Decke, wo durch angeschlossene Träger ein seitliches Ausbiegen verhindert wird, die Säule zu stoßen. Der Stoß kann hier durch einfaches Aufpfropfen

nach Abb. 100 erfolgen. Alle Lasten sind möglichst zentrisch in die Säule zu leiten.

ls quadratische oder rechteckige Platten ausgebildet, die durch Rippen versteift werden. Bei größeren Säulen werden Kopf, Schaft und Fuß getrennt gegossen. Abb. 101 zeigt eine solche Fußausbildung.

Das Säulenfundament besteht meistens aus einem Auflagerquader, der auf einem nach unten verbreiterten Unterbau aus Beton oder Mauerwerk gelagert ist.

Bei der Aufstellung wird der Säulenfuß zunächst auf 10 bis 20 mm starke Eisenkeile gestellt. Nach dem Ausrichten wird dieser Zwischenraum mit Zement vergossen, um eine gleichmäßige Druckübertragung zu erzielen.

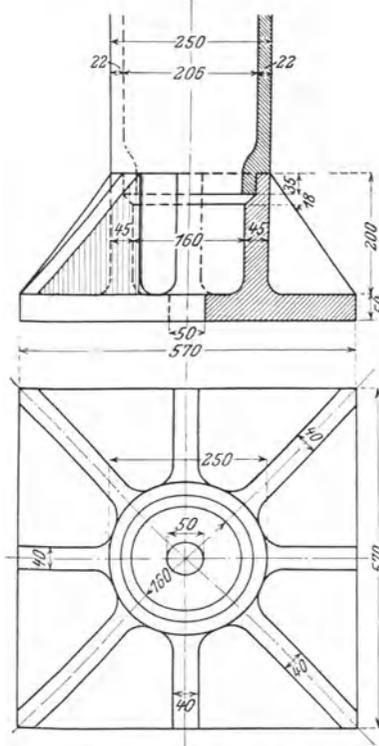


Abb. 101. Fuß einer gußeisernen Stütze.

Abb. 101. Fuß einer gußeisernen Stütze

2. Stützen aus Stahl.

a) Querschnittsform.

Außer den statischen Erfordernissen ist u. a. zu berücksichtigen:

1. die Kostenfrage (Die Nietarbeit soll möglichst gering sein. Oft wird bei starker Aufgliederung des Querschnitts die Ersparnis an Material übertroffen durch Mehrkosten an Löhnen);

2. der zur Verfügung stehende Raum (Die äußeren Abmessungen des Querschnitts sind zuweilen beschränkt, z. B. bei Stützen in einer Schaufensterfront, die äußerst schmal sein sollen);

3. das Aussehen (Wichtig bei freistehenden Stützen auf Bahnhöfen, Unterführungen usw. Ohne Bedeutung bei Stützen in Hochbauten, die mit Rücksicht auf Feuersgefahr ummantelt werden).

Für durchlaufende Stockwerkstützen außerdem:

4. die Möglichkeit, das Profil geschoßweise zu verstärken;
5. die bequeme Ausbildung von Stützenstößen und Anschlüssen von Unterzügen und Deckenträgern.

Es stehen mannigfaltige Querschnitte zur Verfügung:

1. **Einfache Profilquerschnitte.** Einfache L-, I- oder C-Profile kommen nur für ganz kurze Knicklängen in Frage, da i_{\min} zu klein ist und l_k nicht größer als

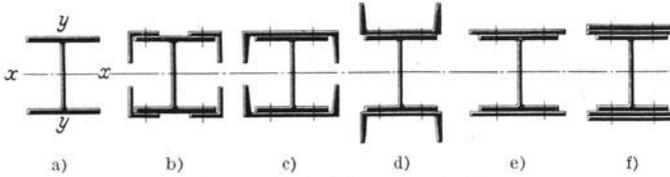


Abb. 102a bis f. Stützenquerschnitte.

150 i_{\min} sein darf. I- und C-Eisen finden jedoch häufig als Zwischenstützen bei Stahlfachwerkbauten Verwendung, wenn durch die Horizontalriegel eine Verminderung der Knicklänge in der einen Richtung erfolgt. Ein sehr zweckmäßiges und viel gebrauchtes Stützenprofil ist der einfache IP-Träger (Abb. 102a), bei dem das Verhältnis $J_y : J_x$ erheblich günstiger als beim gewöhnlichen I-Träger ist. Durch Fortfall von Nietarbeit und Laschenmaterial ist die Stütze aus IP-Träger oft dann noch wirtschaftlich, wenn sich rechnerisch ein erheblich größerer Querschnitt ergibt als für eine zusammengesetzte Stütze.

2. **IP-Träger**, verstärkt durch auf die Flansche genietete L-Eisen (Abb. 102b), C-Eisen (Abb. 102c und d) oder Flacheisen (Abb. 102e und f).

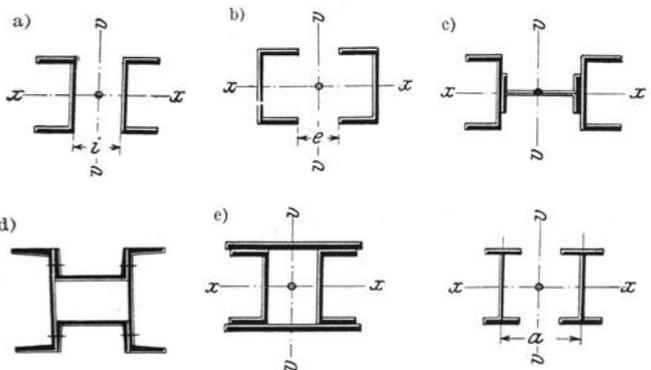


Abb. 103a bis e. Stützenquerschnitte.

Abb. 104.

3. **Grundprofil 2 C-Eisen**, Rücken zueinander (Abb. 103a) oder abgekehrt (Abb. 103b), verstärkt mit Stegverbindung durch IP-Träger (Abb. 103c), IP-Träger oder 2 C-Eisen (Abb. 103d),

oder durch Flansclaschen zu einem Kastenprofil vernietet (Abb. 103e). Bei a) und b) sind Bindebleche erforderlich. Bei b) müssen die C-Eisen genügenden Abstand haben, damit das Innere für die Nietarbeit zugänglich bleibt.

4. **Grundprofil 2 I-Eisen** (Abb. 104). Ähnliche Möglichkeiten der Gliederung wie bei 3.

5. **Querschnitte aus zusammengesetzten Winkeln** (Abb. 105). Die Querschnitte a), b), c) sind nur für wenig belastete, kurze Stützen geeignet. Querschnitt b) verlangt viele Laschen. Am günstigsten sind 2 ungleichschenklige Winkel nach c). Querschnitt d) ist schwer zugänglich für den Anstrich. Die offenen Kreuzquerschnitte e) und f) kommen zur Anwendung für Masten und ebenso wie g) für Kranstützen und Hallenstützen bei leichter Belastung. Sie erfordern viel Nietarbeit durch die notwendige Vergitterung (vgl. Abb. 111).

6. Querschnitte aus L- und Flacheisen zusammengesetzt (Abb. 106) erfordern viel Nietarbeit und sind besser zu ersetzen durch Profile nach 2., 3. und 4.

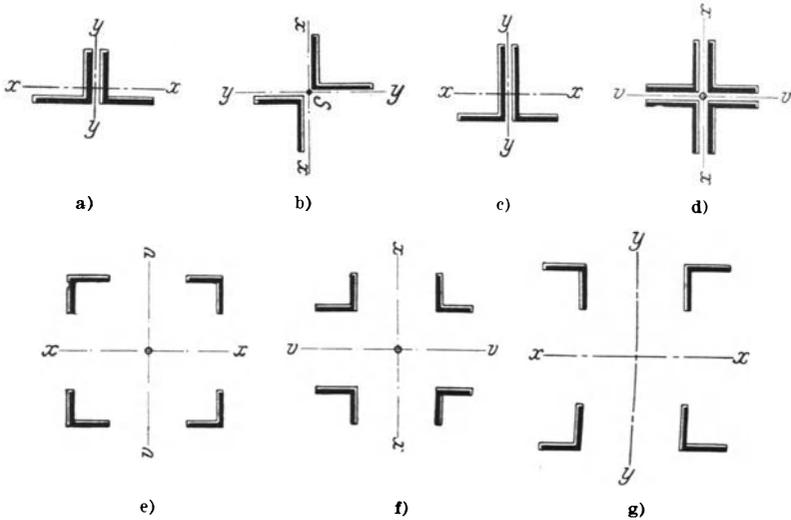


Abb. 105a bis g. Stützenquerschnitte aus L-Eisen.

7. Schmale Querschnitte für Schaufensterstützen (Abb. 107).

8. Querschnitte von Kreisringform aus geschweißten Rohren oder aus Quadranteisen (Abb. 108a und b) finden wegen der schwierigen Ausbildung von Kopf und Fuß sowie der Anschlüsse nur noch selten Verwendung.

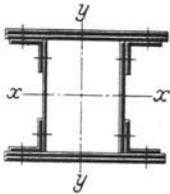


Abb. 106. Zusammen-
gesetzter Stützenschnitt.

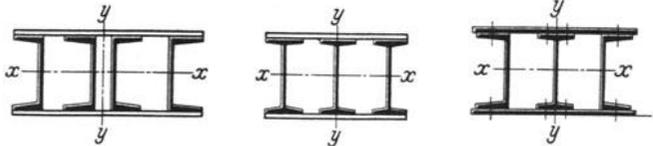


Abb. 107. Querschnitte für Schaufensterstützen.

Ist die Säule dem Angriff größerer Biegemomente ausgesetzt, z. B. bei Hal-
lenstützen mit auf Konsolen gelagerten Laufkränen, so wird der Querschnitt
rechtwinklig zur neutralen Achse auseinandergezogen. Beispiele: Abb. 109a und b.

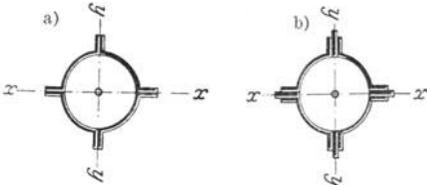


Abb. 108a und b.

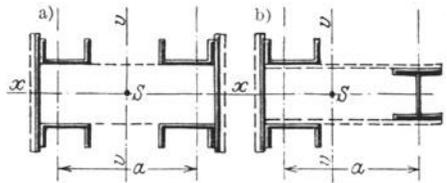


Abb. 109a und b. Querschnitte für Kranbahnstützen.

b) Bindebleche und Vergitterung.

Stützen, die aus mehreren nebeneinanderliegenden Einzelprofilen bestehen, müssen, wenn sie nicht durchlaufend miteinander verbunden sind (vgl. Abb. 103c, d, e), in gewissen Abständen durch Bindebleche zusammengehalten werden.

Die Bindebleche sollen etwa die Höhe der anzuschließenden Profile, wenigstens jedoch 15 cm, haben. Mindeststärke 8 mm. Sie sind mit 2, bei größeren Profilen

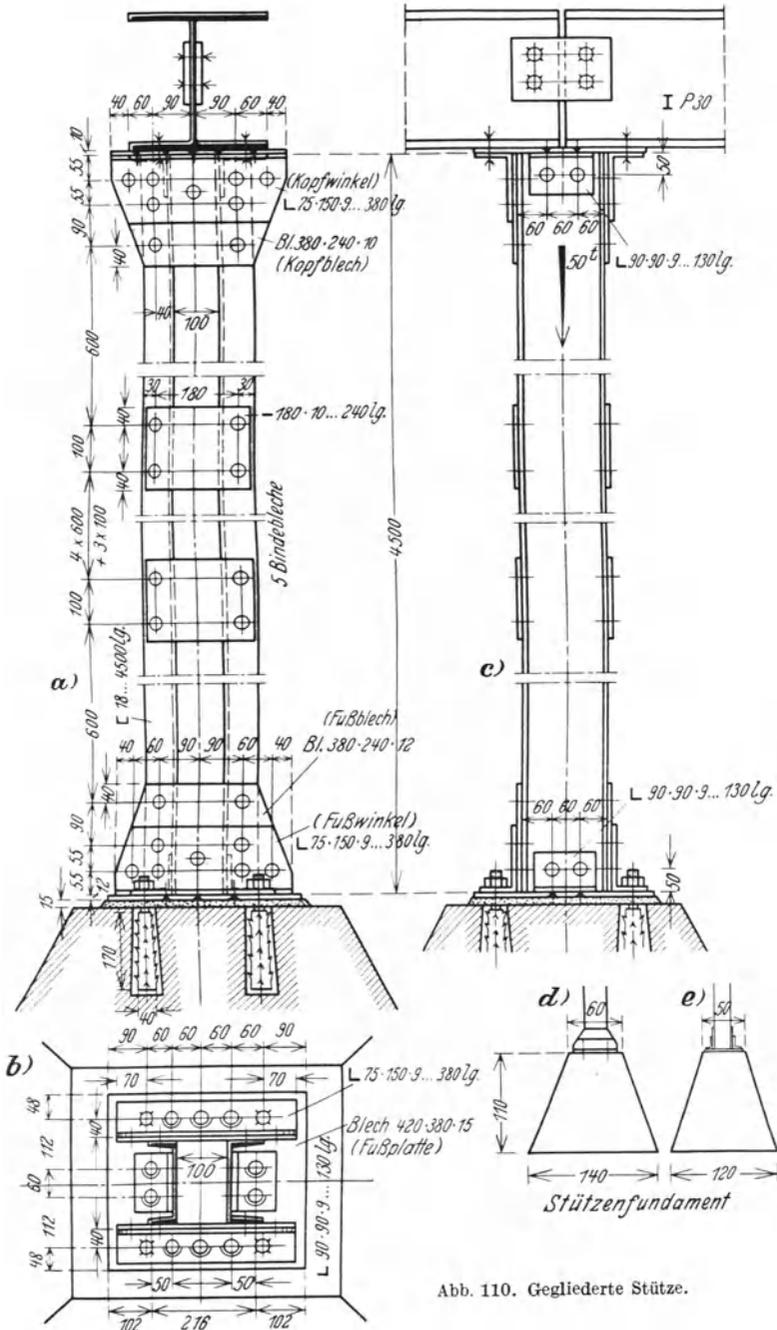


Abb. 110. Gegliederte Stütze.

mit 3 Nieten mit jedem Einzelprofil zu verbinden. Der Abstand l' von Bindeblech zu Bindeblech, gemessen von Niet zu Niet, darf höchstens das 30fache vom

kleinsten Trägheitsradius des Einzelprofils betragen, also

$$l' \leq 30 i'_{\min}.$$

Da ein Bindeblech in halber Stützhöhe wenig wirksam gegen seitliche Ausbiegungen ist, müssen mindestens 2 Bindebleche angeordnet werden.

Für die Stütze aus $\text{I} \text{C} 18$ in Aufg. 11 ist $i_y = i_{\min} = 2,02 \text{ cm}$, also $l' \leq 30 i'_{\min} \leq 61 \text{ cm}$. Es werden fünf Bindebleche erforderlich. Die Stütze ist in Abb. 110 dargestellt. Bei gleichmäßiger Aufteilung wurde gewählt $l' = 600 \text{ mm}$.

Ergibt sich bei kleinen Profilen eine sehr geringe freie Knicklänge, so ersetzt man die Bindebleche durch eine Vergitterung mittels kleiner Winkeleisen oder bei geringer Beanspruchung mittels Flacheisen von mindestens 8 mm Stärke (Abb. 111). Die Vergitterung wird besonders bei Masten angewandt.

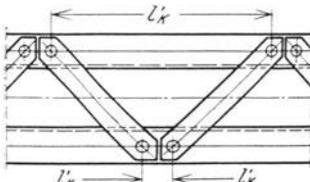


Abb. 111. Vergitterung.

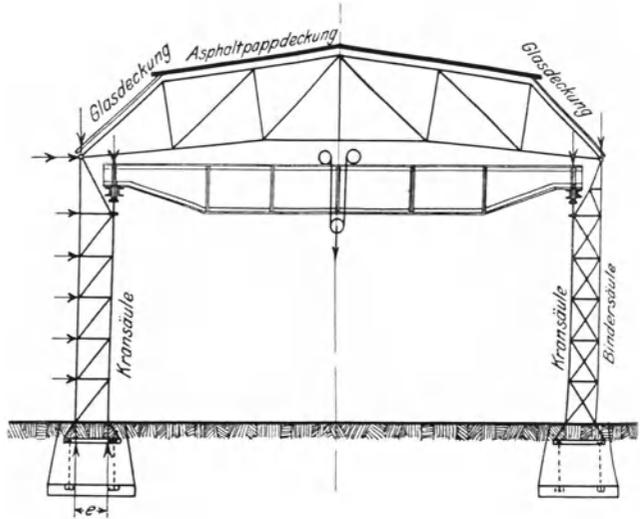


Abb. 112. Hallenquerschnitt.

Wird eine gegliederte Stütze auch durch horizontale Kräfte belastet (z. B. Kranschub, Winddruck), so sind außer kräftigen Bindeblechen Diagonalstäbe vorzusehen. Die Stütze wird damit zu einer Fachwerkstütze.

Abb. 112 stellt ein häufig vorkommendes Beispiel einer Maschinenhalle dar. Jede Stütze besteht aus 2 Teilen. Der äußere (= Binderstiel) trägt den Dachbinder, der innere (= Kranstiel) die Kranlaufbahn. Diese Lasten werden durch die Stiele unmittelbar in das Fundament abgeleitet. Der einseitig angreifende Winddruck kann wegen der ersten Verbindung der Stützenköpfe auf beide Stützen ungenähert gleichmäßig verteilt werden. Er ruft ebenso wie der Seitenschub des Laufkrans eine horizontale Belastung der im Fundament verankerten Stütze hervor, die wie ein eingespannter Fachwerkträger wirkt.

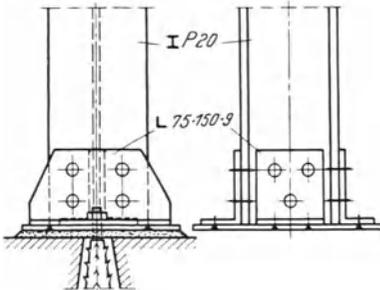


Abb. 113. Fuß einer kleineren Stütze.

c) Kopf- und Fußausbildung.

Die normale Ausbildung ist aus Abb. 110 zu ersehen, die die in Aufgaben 11 und 13 errechnete Stütze aus $\text{I} \text{C} 18$ mit $P = 50 \text{ t}$ zeigt. Die Last wird aufgenommen von der Kopfplatte, von dieser abgegeben an die Kopfwinkel. Durch Niete übertragen die Kopfwinkel die Last an das Kopfblech. Dieses endlich leitet sie durch Niete ab in den Stützenschaft. Am Fuß macht die Last den umgekehrten Weg vom Stützenschaft über Fußblech, Fußwinkel, Fußplatte in das Fundament. Ein Teil der Last kann auch durch die Anschlußwinkel zwischen C -Eisen-Steg und Kopf- bzw. Fußplatte unmittelbar aufgenommen werden.

Bei kleinen Lasten kann unter Fortfall der Beibleche die Lastübertragung auf Kopf- und Fußplatte unmittelbar durch Winkel erfolgen (Abb. 113).

Die Fußplatte muß so groß sein, daß die Pressung zwischen ihr und dem Fundament in den zulässigen Grenzen bleibt. Der Fundamentsockel wird gewöhnlich aus Stampfbeton hergestellt. Für die Pressung ist zu rechnen mit $\sigma_{zul} = 30 \text{ kg/cm}^2$. Eine Erhöhung des Wertes auf 40 kg/cm^2 kann erfolgen, wenn eine bessere Betonmischung verwandt wird. Die Fußplatte kann um etwa das Dreifache ihrer Stärke über den Winkelkanten vorstehen. Da die Platte selbst wenig biegungsfest ist, muß sie auf der ganzen Fläche gut ausgesteift sein. Bei größeren Platten sind zu diesem Zweck noch besondere Aussteifungen erforderlich. Die Stärke der Platte ist nicht zu gering, meist mit 15 bis 20 mm zu wählen.

Zwischen Fußplatte und Fundamentkörper wird zur Erzielung einer gleichmäßigen Druckübertragung eine nachträglich auszugießende Zementschicht von 15 bis 20 mm Stärke angeordnet. Die Verankerung erfolgt bei kleineren Stützen

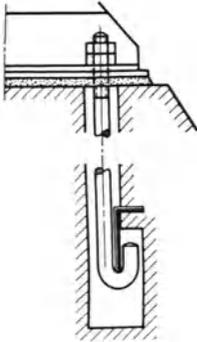


Abb. 114. Rundeisenanker.

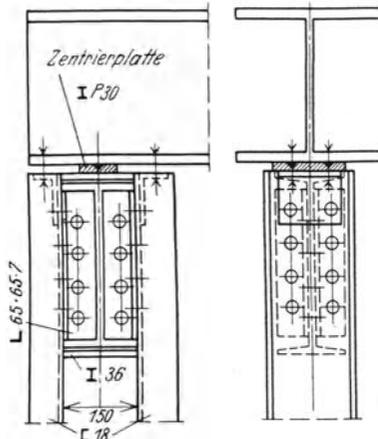


Abb. 115. Stützenkopf mit Zentrierplatte.

durch 2 oder 4 Steinschrauben, die in entsprechende Aussparungen des Fundamentes eingelassen und nach dem Ausrichten vergossen werden (Abb. 110). Größere Stützen werden verankert mit Rundeisenanker, die bis unten in das Fundament hineinreichen und dort um ein einbetoniertes Winkeleisen sich legen (Abb. 114) oder mit Hilfe eines Hammerkopfes durch zwei nebeneinanderliegende \square -Eisen geführt sind (Abb. 21).

Das Fundament muß bei freistehenden Stützen mindestens bis in frostfreie Tiefe (1,00 bis 1,20 m) hinabgeführt werden. Unter der Grundfläche darf die Flächenpressung ($\sigma = \frac{P}{F}$) den zulässigen Erddruck (für mittleren tragfähigen Boden 3 bis 4 kg/cm^2) nicht überschreiten. Böschungswinkel der schrägen Seitenflächen etwa 60° .

In Abb. 115 ist die Auflagerung des Unterzuges am Stützenkopf durch eine Zentrierplatte erfolgt. Bei dieser Anordnung werden Zusatzmomente für die Stütze vermieden, die sonst dadurch entstehen, daß sich der Unterzug infolge seiner Durchbiegung an der Innenkante der Kopfplatte auflagert. Die Aufnahme der Auflagerkraft erfolgt hier durch einen zwischen den \square -Eisenstielen eingebauten Stützbock, der aus einem kurzen \square -Eisenstück besteht.

V. Decken mit Stahlträgern.

A. Decken mit Holzbalken.

Bei hölzernen Decken werden für die Unterzüge häufig Stahlträger verwandt wegen der größeren Tragfähigkeit und der dadurch ermöglichten Verringerung der Konstruktionshöhe sowie wegen Fehlens der Gefahr der Fäulnis und Schwamm-bildung. Die Holzbalken werden am einfachsten nach Abb. 116 auf dem oberen Flansch der Träger gelagert und durch eine Verkämmung von etwa 2 cm gegen Längsverschiebungen gesichert. Beim Balkenstoß können die Enden durch eine Klammer (Abb. 117) oder durch einen mit dem Träger verschraubten Winkel (Abb. 118) zusammengehalten werden. Muß an Deckenhöhe gespart werden, so

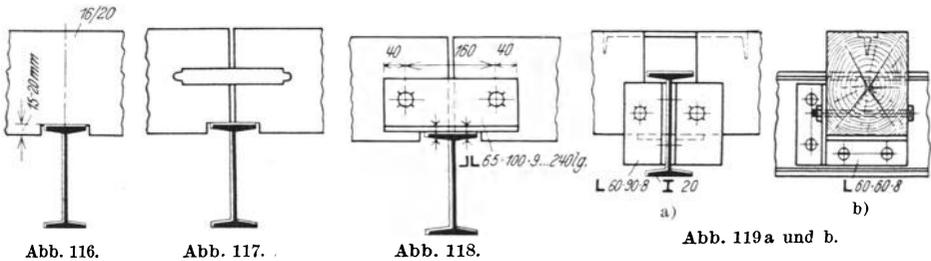


Abb. 116 bis 119. Auflagerung der Holzbalken auf Stahlunterzügen.

können die Holzbalken auch seitlich am Träger angeschlossen werden (Abb. 119). Bei Gefahr von Schweißwasserbildung am Träger wird in den Berührungsflächen zwischen Holz und Träger ein Asphaltpappstreifen eingelegt.

Die Stärke des auf den Holzbalken zu verlegenden Fußbodenbelages aus Holz wird aus der Biegezugfestigkeit mit $\sigma_{zul} = 100 \text{ kg/cm}^2$ berechnet. Für Abnutzung ist zur errechneten Stärke mindestens 1 cm zuzuschlagen.

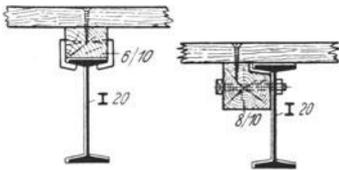


Abb. 120 und 121. Befestigung des Bohlenbelages.

Oft wird bei Fabrik- und Speichergebäuden der Bodenbelag aus Holz unmittelbar auf den Stahlträgern verlegt, deren Entfernung dann nur etwa 0,80 bis 1,10 m betragen darf. Die Befestigung der Bohlen geschieht mittels Lagerhölzer (Abb. 120), die auf die Trägerflansche gelegt und mit diesen von unten her durch eingeschlagene Klammern oder auch durch Holzschrauben verbunden sind. Bei beschränkter Bauhöhe werden die Lagerhölzer seitlich am Steg verschraubt (Abb. 121).

B. Massive Decken.

Hierzu gehören alle Decken, bei denen die Flächen zwischen den Trägern ausgefüllt sind mit Gewölben oder Platten aus Beton oder Steinen. Ihre Vorzüge sind: Große Feuersicherheit, keine Gefahr der Fäulnis und Schwamm-bildung. Je nach Ausführung kann bedeutende Tragfähigkeit erreicht werden. Sie finden deshalb im Fabrikbau umfangreiche Anwendung.

1. **Gewölbte Kappen** können aus Beton (Abb. 18 und 19) oder aus Ziegelsteinen (Abb. 17) hergestellt werden. Zur Verringerung des Eigengewichtes werden auch Hohlsteine oder Schwemmsteine verwandt. Der Anschluß der Steinkappen an die Träger erfolgt durch zugehauene Steine oder durch besondere Formsteine. Über der Kappe wird eine Ausgleichschicht aus Sand (für Holzfußböden), Magerbeton oder Schlackenbeton (für Estrich und Fliesen) aufgebracht. Die Träger-

entfernung beträgt 1,00 bis 2,50 m, der Stich der Kappe etwa $\frac{1}{10}$ des Trägerabstandes. Ist die Decke Stößen und Erschütterungen durch Maschinen ausgesetzt, so sind Betonkappen zu bevorzugen.

Die Kappen erzeugen an ihren Auflagern waagerechte Gewölbeschübe. Während sich diese in den Mittelfeldern gegenseitig aufheben, ist in den Endfeldern eine Verankerung der Träger untereinander durch Rundeisen notwendig. Weitgespannte Kappen werden auch nach Abb. 274 als Eisenbetonkappen ausgeführt.

2. Ebene Platten aus Beton und Steinen kommen in mannigfacher Ausführung ohne und mit Eisenarmierung zur Verwendung. Für Fabrikbauten sind wegen des besseren Widerstandes gegen Erschütterungen Betonausfüllungen vorzuziehen.

Abb. 122 und 123 zeigen einfache Betondecken mit Walzträgern. Abb. 122 hat den Vorteil des allseitigen Schutzes der Träger gegen den Angriff der Flammen, aber den Nachteil eines großen Eigengewichtes. Ihrer statischen Wirkung nach (wie gestrichelt angedeutet) gehört sie zu den Gewölben.

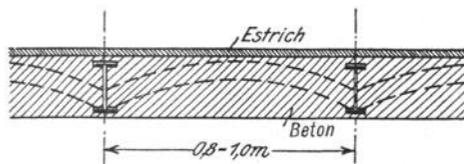


Abb. 122.

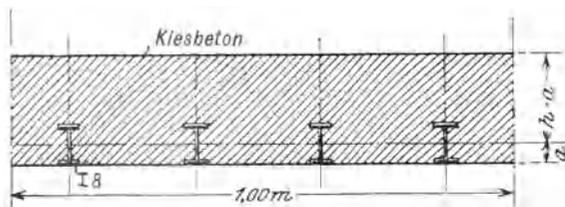


Abb. 123.

Abb. 122 und 123. Massive Decken mit eingelegten Eisenträgern.

Abb. 123 ist geeignet, große Lasten und starke Erschütterungen aufzunehmen. Die in 0,25 bis 0,33 m Entfernung angeordneten kleinen I-Träger wirken wie die Armierungseisen einer Eisenbetonplatte; d. h. sie nehmen die bei der Biegung entstehenden Zugspannungen auf.

Beispiele von Decken mit Eisenbetonplatten sind in Abb. 271 bis 273 dargestellt.

Steindecken werden auf einer Schalung hergestellt. Zur Verwendung gelangen entweder gewöhnlich Ziegelsteine oder häufiger Hohlsteine verschie-

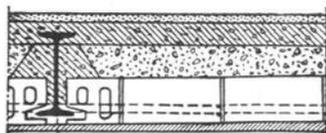


Abb. 124.

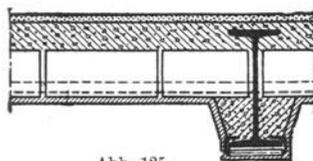


Abb. 125.

Abb. 124 und 125. Steineisendecken.

denster Art. Je höher die Steine, desto größer die Tragfähigkeit. Scheitrechte Platten, das sind ebene Steinplatten ohne Eiseneinlagen, sind wegen der fehlenden Zugfestigkeit nur bei geringem Trägerabstand ausreichend. Durch Rund- oder Bandeisen, die in den Steinfugen winkelrecht zu den Trägern nahe der Unterkante eingelegt und vergossen werden (Abb. 124), läßt sich die Tragfähigkeit und die Spannweite wesentlich erhöhen. Normale Spannweiten solcher Steineisendecken sind 2,50 bis 4,00 m. Durch eine Betonschicht von 3 bis 5 cm über den Steinen (= Aufbeton) kann eine weitere Steigerung der Tragfähigkeit erzielt werden. Die bekannteste Steineisendecke ist die Kleinesche Decke, die aus flach oder hochkant gestellten, gewöhnlichen Ziegelsteinen, porösen Steinen, Schwemmsteinen oder auch Lochsteinen mit Bandeisen in jeder oder in jeder zweiten Fuge besteht. Die Platte wird auf den unteren Trägerflanschen (Abb. 124) verlegt oder in höherer Lage auf Betonstelzen (Abb. 125). Auch in diesem Fall kann eine ebene Unteransicht durch Anhängung einer dünnen Rabitzdecke erreicht werden.

C. Stählerne Decken.

Hierzu gehören die Decken, bei denen auch die Gefache zwischen den Trägern mit Stahlblechen usw. überdeckt sind.

1. Riffelblechabdeckung wird bei enger Teilung der Träger und geringer Nutzlast oft bei Arbeitsbühnen, Laufstegen, Maschinenanlagen, Podesten, Treppen usw. verwandt. Das Riffelblech in Stärke von 6 bis 10 mm ohne Riffel wird unmittelbar auf dem oberen Trägerflansch verlegt und mit oben versenkten Nieten oder Schrauben befestigt.

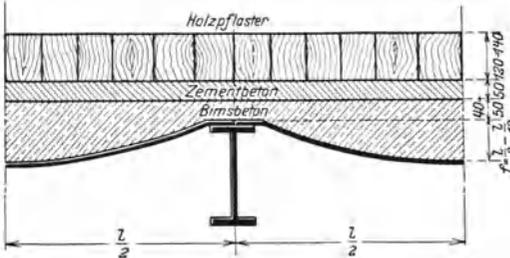


Abb. 126. Buckelblechabdeckung.

In der Querrichtung liegende Stöße können durch untergelegte Flacheisen verbunden werden. Niete in weiten Abständen bis zu $20d$. Bei der Berechnung darf nur die Blechstärke ohne Riffel berücksichtigt werden.

2. Wellblechabdeckung, eben oder gebogen („bombiert“), kommt für Decken nicht mehr zur Ver-

wendung wegen der Gefahr des Durchrostens.

3. Tonnenbleche und Buckelbleche (Abb. 126) können zur Abdeckung bei schwer belasteten Decken (z. B. unter Hofdurchfahrten) verwendet werden. Sie werden im Preßwerk in den erforderlichen Abmessungen hergestellt und auf den oberen Flanschen der Träger verlegt und vernietet.

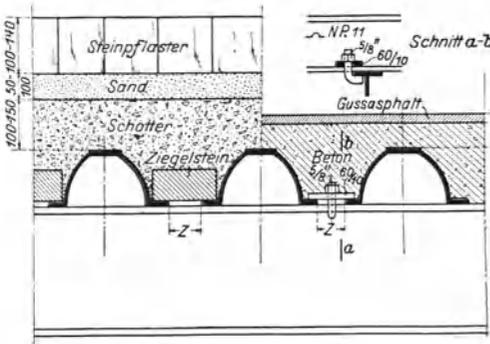


Abb. 127. Abdeckung mit Belageisen.

Auffüllung kann aus Beton, Bimsbeton oder auch aus Schotter hergestellt werden. Die Bleche sind zur Erzielung größerer Lebensdauer zweckmäßig zu verzinken. Auch für Brückenfahrbahnen bei Überführungen verwandt.

4. Belageisen = Zoreisen (Abbildung 127) werden zu den gleichen Zwecken wie Buckelbleche gebraucht. Sie liegen unmittelbar auf den Trägern. Zur Ersparnis werden sie mit Zwischenräumen

(z in Abb. 127) verlegt, die entweder durch Ziegelsteine (bei Sandauffüllung, Abb. 127 links) oder durch den Füllbeton selbst (Abb. 127 rechts) überdeckt werden.

VI. Berechnung von Fachwerkträgern.

Unter einem Fachwerk versteht man ein derart aus lauter Dreiecken zusammengesetztes Gebilde, daß jedes folgende Dreieck mit dem vorhergehenden zwei Ecken, also eine Seite gemeinsam hat. Die Ecken heißen die Knotenpunkte, die Dreieckseiten aber die Stäbe des Fachwerks, und zwar die den Umfang bildenden die Gurtstäbe oder Gurtungen (Obergurt — Untergurt), die übrigen die Zwischen- oder Füllungsstäbe (Diagonalen, Schrägstäbe oder Streben — Senkrechte, Vertikale, Pfosten oder Ständer).

Lagert man ein solches Fachwerk in zwei oder mehreren Knotenpunkten auf, so erhält man einen Fachwerkträger, dessen wichtigste Formen sind:

a) Parallel- und Trapezträger (Abb. 128 bis 130): mit parallelen, meist waagrecht liegenden Gurtungen.

b) Dreieck- oder Binderträger (Abb. 131 bis 141): in ihrem äußeren Umriß den verschiedenen Dachformen (Sattel-, Pult-, Shed-, Mansarden-, Kniestockdach) entsprechend.

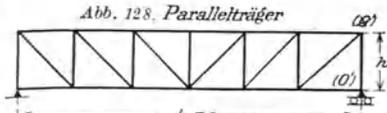


Abb. 128. Parallelträger

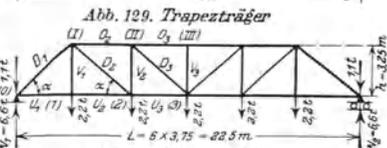


Abb. 129. Trapezträger



Abb. 130. Trapezträger

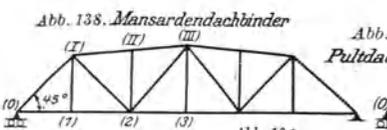


Abb. 138. Mansardendachbinder

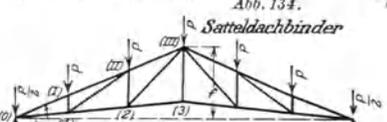


Abb. 134. Satteldachbinder

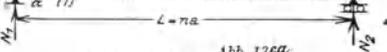


Abb. 139. Sheddachbinder

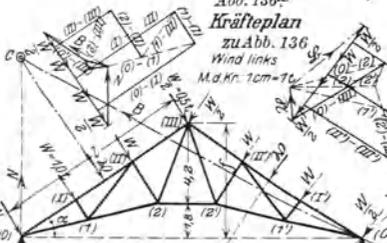


Abb. 136a. Kräfteplan zu Abb. 136

Wind links
M d. Kr. 1cm=7t

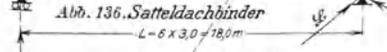


Abb. 136. Satteldachbinder

L = 5 x 3,0 = 15,0 m



Abb. 135a. Kräfteplan zu Abb. 135

Wind links
M d. Kr. 1cm=2t

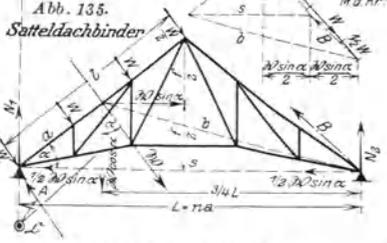


Abb. 135. Satteldachbinder



Abb. 142. Parabelträger

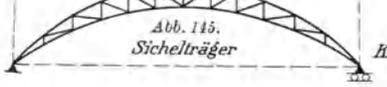


Abb. 145. Sichelträger

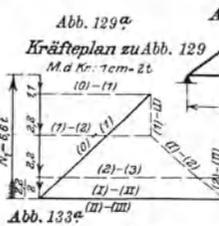


Abb. 129a. Kräfteplan zu Abb. 129

M d. Kr. 1cm=2t

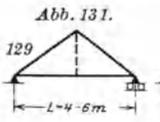


Abb. 131.

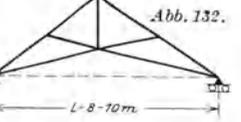


Abb. 132.

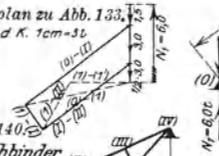


Abb. 133a. Kräfteplan zu Abb. 133

M d. Kr. 1cm=3t

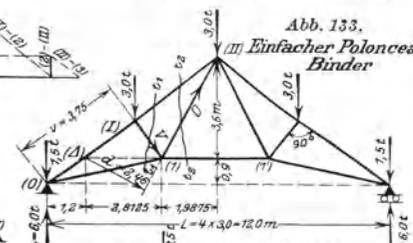


Abb. 133. Einfacher Polonceau-Binder

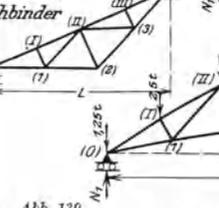


Abb. 137. Doppelter Polonceau-Binder

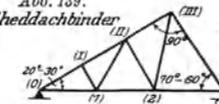


Abb. 137a. Kräfteplan zu Abb. 137

M d. Kr. 1cm=25t

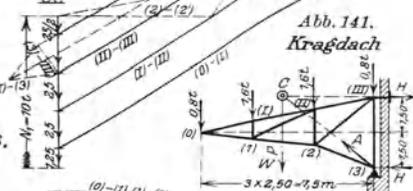


Abb. 141. Kragdach



Abb. 141a. Kräfteplan zu Abb. 141

M d. Kr. 1cm=2L

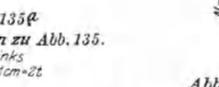


Abb. 144. Halbparabelträger

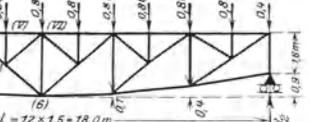


Abb. 143. Tonnendach

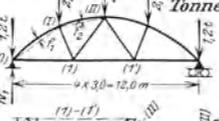


Abb. 143a. Kräfteplan zu Abb. 143

M d. Kr. 1cm=2t

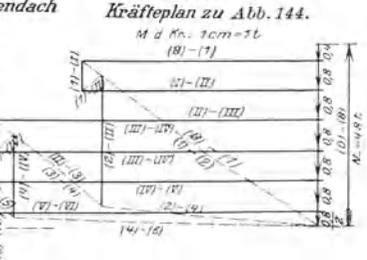


Abb. 144a. Kräfteplan zu Abb. 144

M d. Kr. 1cm=3t

c) Parabelträger (Abb. 142 bis 145): die Knotenpunkte einer oder auch beider Gurtingen liegen auf einer Kurve (Kreis, Parabel, Ellipse).

Bei der Berechnung eines Fachwerkträgers wird vorausgesetzt, daß: a) die äußeren Lasten (einschl. der Stützdrücke) nur in den Knotenpunkten angreifen; b) die einzelnen Stäbe in den Knotenpunkten mit reibungslosen Gelenken angeschlossen sind.

Es treten dann in den einzelnen Stäben nur Zug- oder Druckkräfte, niemals aber Biegemomente auf. Hierin liegt das wesentliche Kennzeichen eines Fachwerkträgers gegenüber einem vollwandigen Träger.

Führt man durch einen Fachwerkträger, dessen Belastung wir vorläufig lotrecht annehmen, nach Bestimmung der Stützdrücke einen beliebigen Schnitt tt , der drei Stäbe durchschneidet (Abb. 146 a), und denkt sich den einen Teil, z. B. den rechten, entfernt, so muß man an dem übriggebliebenen linken Teil zur Herstellung des Gleichgewichts an den drei Schnittstellen diejenigen Wirkungen hinzufügen, die der entfernte rechte Teil früher auf den linken ausübte (Abb. 146 b). Diese Wirkungen bestehen in drei mit den durchschnittenen Stabachsen zusammenfallenden Kräften, den drei Stabkräften (Spannkräften) O , D , U , deren Pfeilrichtung vorläufig als vom Schnitt weggehend (entsprechend Zugkräften) angenommen wird.

Zur Berechnung der drei Stabkräfte O , D , U stehen die drei Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = 0$, $\Sigma H = 0$, $\Sigma M = 0$ zur Verfügung.

A. Rechnerische Bestimmung der Stabkräfte.

Rittersches Momentenverfahren.

Zur Bestimmung einer der drei Stabkräfte wählt man den Schnittpunkt der beiden anderen als Drehpunkt und wendet die Bedingung $\Sigma M = 0$ an. Ergibt sich für die betreffende Stabkraft ein positives Vorzeichen, so ist sie (wie in Abb. 146 b vorausgesetzt) wirklich eine Zugkraft; ergibt sich aber ein negatives Vorzeichen, so ist die in Abb. 146 b angenommene Pfeilrichtung falsch; sie muß auf den Schnitt tt zu gehen, d. h. die Stabkraft ist eine Druckkraft.

Für die Stäbe O und U sind die Knotenpunkte (2) und (III), für Stab D der Schnittpunkt (A) von O und U (Abb. 146 b) die zugehörigen Drehpunkte; sind o , u , d die zugehörigen Hebelarme, so folgt aus der Bedingung $\Sigma M = 0$:

für (2) als Drehpunkt:

$$+ N_1 a_2 - P_1 (a_2 - a_1) + O o = 0, \quad \text{daher} \quad O = -\frac{1}{o} [N_1 a_2 - P_1 (a_2 - a_1)];$$

für (III) als Drehpunkt:

$$+ N_1 a_3 - P_1 (a_3 - a_1) - P_2 (a_3 - a_2) - U u = 0,$$

daher
$$U = +\frac{1}{u} [N_1 a_3 - P_1 (a_3 - a_1) - P_2 (a_3 - a_2)];$$

für (A) als Drehpunkt:

$$+ N_1 a_d - P_1 (a_d - a_1) - P_2 (a_d - a_2) + D d = 0,$$

daher
$$D = -\frac{1}{d} [N_1 a_d - P_1 (a_d - a_1) - P_2 (a_d - a_2)].$$

Die Ausdrücke in den eckigen Klammern können als die Biegemomente in den Punkten (2), (III) und (A) eines mit den Kräften des Fachwerkträgers belasteten geraden Balkens von derselben Spannweite L (Abb. 146 c), hervorgerufen durch die am abgeschnittenen Balkenteil angreifenden Kräfte N_1 , P_1 und P_2 angesehen werden; sie heißen die zugehörigen Knotenpunktmomente M_o , M_u , M_d ; man hat daher kurz geschrieben:

$$\text{a) } O = -\frac{M_o}{o}; \quad \text{b) } U = +\frac{M_u}{u}; \quad \text{c) } D = -\frac{M_d}{d}.$$

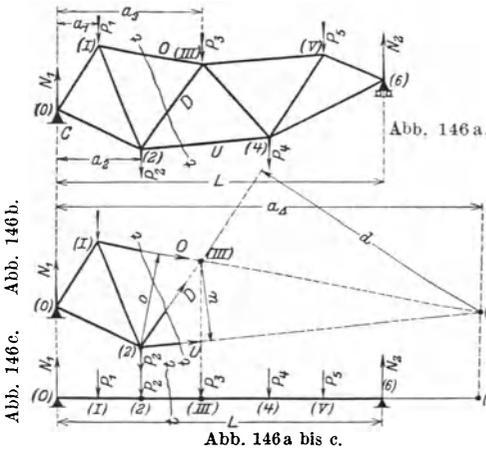


Abb. 146 b.

Abb. 146 c.

Abb. 146 a bis c.

15. Aufgabe. Es sollen die Stabkräfte des in Abb. 129 dargestellten, in den unteren Knotenpunkten mit je 2,2 t belasteten Trapezträgers berechnet werden.

Auflösung. Die Stützdrücke berechnen sich zu $N_1 = N_2 = 6,6$ t. Da Form und Belastung des Trägers zur Mitte symmetrisch sind, werden auch die Stabkräfte zur Mitte symmetrisch.

Schnitt $t_1 t_1$ (Abb. 147a). Für (I) als Drehpunkt ergibt $\Sigma M = 0$:
 $+ (6,6 - 1,1) 3,75 - U_1 \cdot 3,25 = 0$; daher $U_1 = + 6,4$ t.

Zerlegt man D_1 in $D_1 \sin \alpha$ und $D_1 \cos \alpha$, so ergibt sich aus $\Sigma V = 0$:
 $+ 6,6 - 1,1 + D_1 \sin \alpha = 0$; daher $D_1 = - \frac{1}{\sin \alpha} (6,6 - 1,1)$

oder mit $\frac{1}{\sin \alpha} = \frac{4,962}{3,25} = 1,53$; $D_1 = - 8,4$ t.

Schnitt $t_2 t_2$ (Abb. 147b). Aus $\Sigma V = 0$ folgt $+ 2,2 - V_1 = 0$;
 daher $V_1 = + 2,2$ t.

Aus $\Sigma H = 0$ folgt $+ U_2 - U_1 = 0$; daher $U_2 = U_1$ oder $U_2 = + 6,4$ t.

Schnitt $t_3 t_3$ (Abb. 147c). Für (2) als Drehpunkt ergibt $\Sigma M = 0$:
 $+ (6,6 - 1,1) 7,5 - 2,2 \cdot 3,75 + O_2 \cdot 3,25 = 0$;
 daher $O_2 = - 10,2$ t.

Zerlegt man D_2 in $D_2 \sin \alpha$ und $D_2 \cos \alpha$,
 so ergibt sich aus

$\Sigma V = 0$:
 $+ 6,6 - 1,1 - 2,2 - D_2 \sin \alpha = 0$;

daher $D_2 = + \frac{3,3}{\sin \alpha}$

oder $D_2 = + 5,0$ t.

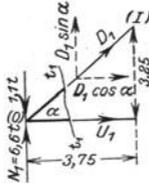


Abb. 147 a.

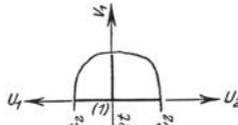


Abb. 147 b.

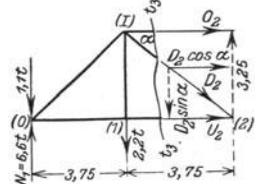


Abb. 147 c.

Schnitt $t_4 t_4$ (Abb. 147d). Für (II) als Drehpunkt ergibt $\Sigma M = 0$:
 $+ (6,6 - 1,1) 7,5 - 2,2 \cdot 3,75 - U_3 \cdot 3,25 = 0$; daher $U_3 = + 10,2$ t.

Aus $\Sigma V = 0$ folgt:
 $+ 6,6 - 1,1 - 2 \cdot 2,2 + V_2 = 0$; daher $V_2 = - 1,1$ t.

Schnitt $t_5 t_5$ (Abb. 147e). Für (3) als Drehpunkt ergibt $\Sigma M = 0$:
 $+ (6,6 - 1,1) 11,25 - 2,2 (3,75 + 7,5) + O_3 \cdot 3,25 = 0$; daher $O_3 = - 11,5$ t.

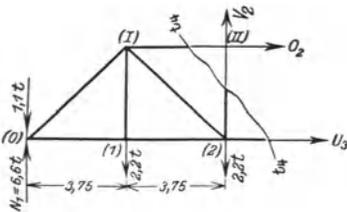


Abb. 147 d.

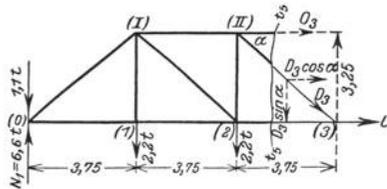


Abb. 147 e.

Zerlegt man D_3 in $D_3 \sin \alpha$ und $D_3 \cos \alpha$, so ergibt sich aus $\Sigma V = 0$:

$+ 6,6 - 1,1 - 2 \cdot 2,2 - D_3 \sin \alpha = 0$;

daher $D_3 = + \frac{1,1}{\sin \alpha}$ oder $D_3 = + 1,7$ t.

Schnitt $t_6 t_6$ (Abb. 147f). Aus $\Sigma V = 0$ folgt:

$+ V_3 = 0$; daher $V_3 = 0$.

Aus $\Sigma H = 0$ folgt $O'_3 = O_3$, wie es der Symmetrie wegen sein muß.

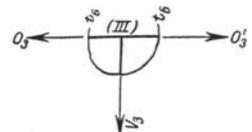


Abb. 147 f.

Größt- und Kleinstwerte der Stabkräfte. 1. Die Gurtstäbe. Die zugehörigen Drehpunkte fallen stets in die Knotenpunkte des Fachwerkträgers selbst. Da aber für jeden dieser Knotenpunkte bei einem Träger auf zwei Stützen das Biegemoment stets positiv, bei einem einseitig eingespannten Träger das Biegemoment stets negativ ist, so folgt aus den oben entwickelten Gleichungen $O = -\frac{M_o}{o}$ und $U = +\frac{M_u}{u}$ die Regel:

Bei einem Träger auf zwei Stützen ist der Obergurt stets gedrückt, der Untergurt stets gezogen; bei einem einseitig eingespannten Träger ist der Obergurt stets gezogen, der Untergurt stets gedrückt.

Bei beiden Trägerarten werden aber die Biegemomente um so größer, je größer die Belastung ist; daher folgt die weitere Regel:

Die Stabkräfte in den Gurtungen nehmen bei Vollbelastung des Fachwerkträgers ihre größten Werte an.

Um für irgendeinen Gurtstab das größte zugehörige Knotenpunktsmoment M zu finden, berechnet man zunächst das größte Moment M_{\max} in Trägermitte und aus diesem mit Hilfe der Kurve der größten Momente (Abb. 54) die Momente M_x für die einzelnen Knotenpunkte.

2. Die Füllungsstäbe. a) Liegt der zugehörige Drehpunkt (Δ) innerhalb der Stützweite des Trägers, so tritt wie bei den Gurtstäben die größte Stabkraft bei Vollbelastung auf.

b) Liegt der zugehörige Drehpunkt (Δ) wie in Abb. 146 b außerhalb des Fachwerkträgers, so erreicht die Stabkraft in einem Füllungsstab ihren Größt- und Kleinstwert bei einseitiger Belastung des Fachwerkträgers bis zu dem den Füllungsstab treffenden Schnitt.

B. Zeichnerische Bestimmung der Stabkräfte.

Cremonasche Kräftepläne.

Setzt man in Abb. 148 b die am abgeschnittenen Trägerteil angreifenden Kräfte N_1 , P_1 und P_2 zu ihrer Resultierenden R zusammen (Abb. 148 a), so muß R mit O , D , U im Gleichgewicht sein, also mit O , D , U ein geschlossenes Vieleck (Kräftepolygon) bilden, in dem sich alle Pfeile nachlaufen. Ersetzt man R und O durch ihre Resultierende λ_1 (durch den Schnittpunkt A von R und O gehend) sowie U und D durch ihre Resultierende λ_2 (durch den Schnittpunkt B von U und D gehend), so müssen die beiden Kräfte λ_1 und λ_2 im Gleichgewicht, d. h. gleich groß ($\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda$), umgekehrt gerichtet sein und in dieselbe gerade Linie fallen. Da aber λ_1 durch A , λ_2 durch B gehen muß, so fallen beide in die Verbindungslinie AB . Zerlegt man daher (Abb. 148 b)

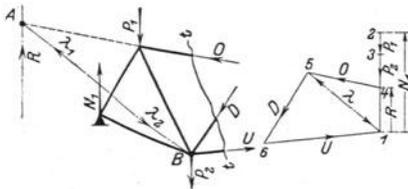


Abb. 148 a.

Abb. 148 b.

R nach O und \overline{AB} , und darauf das dadurch gefundene λ nach U und D , so sind die gesuchten Spannkraften O , D , U der Größe nach bestimmt. Ihre Pfeilrichtungen müssen dem gegebenen Pfeil von R nachlaufen. Überträgt man diese Pfeilrichtungen an den Schnitt tt , so deutet ein vom Schnitt weglaufender Pfeil (bei U) eine Zugkraft, ein auf ihn zulaufender (bei D und O) eine Druckkraft an.

Eine wesentliche Vereinfachung wird erzielt, wenn von den 3 Stabkräften O , D , U bereits eine, z. B. O , bekannt ist. Man trägt dann R und O hintereinander so auf, daß sich ihre Pfeile nachlaufen (Linienzug 1—4—5 in Abb. 148 b), und zieht durch die Endpunkte (1 und 5) Parallele zu D und U , die sich im Punkte 6 schneiden; die Strecken 5—6 und 6—1 stellen dann die Größe von D und U dar; ihre Pfeile laufen den Pfeilen von R und O nach. Man führt daher die Schnitte tt stets so, daß nur zwei unbekannte Stäbe getroffen werden, um dadurch die jedesmalige Bestimmung der Hilfslinie λ zu umgehen.

Sämtliche Stabkräfte vereinigt man in einem Kräfteplan, der jeden Stab nur einmal enthalten soll. Zu dem Zweck legt man die einzelnen Schnitte tt am besten um die einzelnen Knotenpunkte herum, beginnt an jedem Knotenpunkt mit den bekannten bereits im Kräfteplan enthaltenen Lasten und Spannkraften und bestimmt endlich durch zwei Parallelen zu den beiden unbekanntenen Stabkräften deren Größe. In dem zu jedem Knotenpunkte gehörigen Kräfteviereck müssen sich die Pfeile sämtlicher Lasten und Spannkraften nachlaufen. Im fertigen Kräfteplan werden die Zugkräfte gestrichelt, die Druckkräfte aber ausgezogen.

Beispiele für solche Kräftepläne geben die Abb. 129 a, 133 a, 137 a, 141 a, 143 a, 144 a, zu den zugehörigen Fachwerkträgern Abb. 129, 133, 137, 141, 143, 144.

C. Anwendung auf Dachbinder.

Stützweite $L = na$ (Abb. 134); a = Fachweite = Pfettenabstand; n = Anzahl der gleichen Fache, b = Binderentfernung; f = Binderhöhe.

1. Lotrechte Belastung: ständige Last (Dachdeckung, Sparren, Pfetten, Binder, Windverband) und Schneelast ($75 \cos \alpha$ für 1 m^2 Grundriß), insgesamt $p \text{ kg/m}^2$ Grundriß. Damit ergeben sich die lotrechten Knotenlasten (Abb. 134) zu $P = pab$ für die freien und $0,5 P = 0,5 pab$ für die Auflagerknotenpunkte; daraus die Stützdrücke

$$N_1 = N_2 = 0,5 n P = 0,5 p b L.$$

Bei normalen Dächern beträgt je nach Stützweite und Binderentfernung das Gewicht der Binder pro m^2 Grundfläche 15 bis 25 kg, das der Pfetten 10 bis 20 kg. Die Eigengewichte der Dachhaut sind aus den Hochbauvorschriften zu entnehmen (z. B. Doppelpappdach 55 kg/m^2 Dachfläche).

2. Windbelastung: Winddruck $w = 125$ bis 150 kg/m^2 rechtwinklig getroffener Fläche. Auf die unter dem α geneigte Dachfläche (Abb. 135 und 136) entfällt der gesamte Winddruck $\mathfrak{W} = w b l \sin^2 \alpha = w b f \sin \alpha$, rechtwinklig zur Dachfläche gerichtet; daher die Knotenlasten $W = 2 \mathfrak{W} : n$ für die freien und $0,5 W = \mathfrak{W} : n$ für Trauf- und Firstknotenpunkt.

a) Ein Binderauflager fest, das andere beweglich (Abb. 136). Am beweglichen Auflager steht der Stützdruck rechtwinklig zur Gleitfläche, so daß sein Schnittpunkt mit der Resultierenden \mathfrak{R} bestimmt ist; der Stützdruck am festen Auflager geht dann ebenfalls durch diesen Schnittpunkt, ist also der Richtung nach bestimmt. Man hat den Wind einmal von der Seite des beweglichen Auflagers (Stützdrücke N und B , Schnittpunkt C in Abb. 136) und dann von der Seite des festen Auflagers (Stützdrücke \mathfrak{N} und \mathfrak{B} , Schnittpunkt \mathfrak{C} in Abb. 136) wirkend anzunehmen und für beide Fälle einen Kräfteplan zu zeichnen (Abb. 136a und b).

b) Beide Binderauflager fest (Abb. 135). Zerlegt man \mathfrak{W} in $\mathfrak{W} \cos \alpha$ lotrecht und $\mathfrak{W} \sin \alpha$ waagrecht, so entstehen die lotrechten Stützdrücke

$$N_1 = \frac{3}{4} \mathfrak{W} \cos \alpha - \frac{f}{2L} \mathfrak{W} \sin \alpha \quad \text{und} \quad N_2 = \frac{1}{4} \mathfrak{W} \cos \alpha + \frac{f}{2L} \mathfrak{W} \sin \alpha,$$

die auch durch ein Seilpolygon ($a-b-s$ in Abb. 135 und 135a) bestimmt werden können. Die waagerechte Seitenkraft $\mathfrak{W} \cdot \sin \alpha$ kann mit hinreichender Genauigkeit zu gleichen Teilen auf die beiden Auflagerpunkte verteilt werden.

Bei flachen Dächern ($\alpha \leq 25^\circ$) genügt es, den Winddruck durch einen Zuschlag zur lotrechten Belastung zu berücksichtigen, die waagerechte Seitenkraft also zu vernachlässigen.

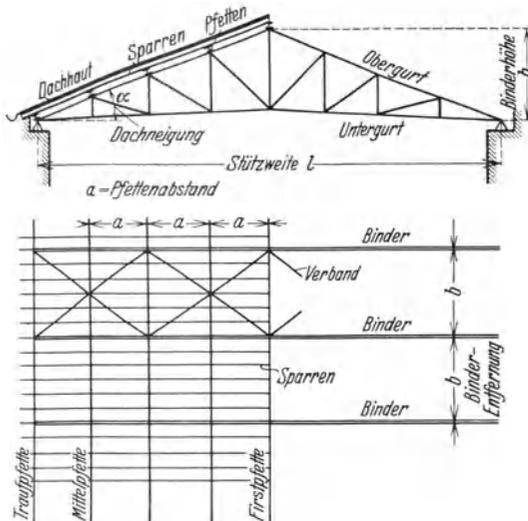


Abb. 149. Anordnung der Dachkonstruktionen.

VII. Dachkonstruktionen aus Stahl.

A. Allgemeine Anordnung.

Hölzerne Dächer (vgl. Konstruktionen in Holz, Abschnitt IV) sind für geringe Stützweiten billiger und deshalb bevorzugt. Zur Überdeckung größerer Räume, insbesondere von Fabrikhallen, Werkstätten, weiten Schuppen, werden die tragenden Teile der Dächer aus Stahlkonstruktionen hergestellt. In der Anordnung sind zu unterscheiden (Abb. 149):

1. Die Binder. Sie sind die Hauptträger, die den Raum quer überspannen und die Dachlasten seitlich auf die Wandstützen bzw. Wandpfeiler übertragen. Binderabstand b etwa 5 bis 12 m.
2. Die Pfetten. Sie liegen auf den Bindern in der Längsrichtung des Daches. Pfettenabstand $a = 2$ bis 4 m.

3. Die Sparren. Sie liegen als Zwischenkonstruktion auf den Pfetten parallel zu den Binderachsen in kleinen Abständen von etwa 0,80 bis 1,25 m, der Tragfähigkeit der Dachhaut entsprechend. Sie fallen fort, wenn die Dachhaut unmittelbar auf den Pfetten verlegt werden kann.

4. Die Dacheindeckung = Dachhaut (siehe Abschnitt VIII).

5. Die Dachverbände (siehe Abschnitt IX).

6. Dachaufbauten zur Anbringung von Entlüftungen oder Oberlichtern.

Die Dachneigung richtet sich nach der Art der Dachhaut. Für die häufigsten Eindeckungen kann die Dachneigung $h : s$ und der Neigungswinkel α aus untenstehender Tafel entnommen werden.

Tafel V. Zusammenstellung der Dachneigungen.

Eindeckung	$h : s$	α
Holzzementdach	1 : 40 bis 1 : 12	1,5° bis 5°
Kiespappdach	1 : 40 „ 1 : 6	1,5° „ 10°
Doppelpappdach	1 : 40 „ 1 : 2	1,5° „ 30°
Einfaches Pappdach	1 : 7 „ 1 : 2	8° „ 30°
Stegzementdielen und Betondach	1 : 10 „ 1 : 5	6° „ 11°
Zinkdach	1 : 7,5 „ 1 : 5	7,5° „ 11°
Kupferdach	1 : 6 „ 1 : 3	10° „ 18°
Weißblechdach	1 : 6 „ 1 : 1,5	10° „ 34°
Falzziegeldach	1 : 3 „ 1 : 1,5	18° „ 34°
Hohlziegeldach	1 : 1,5 „ 1 : 1	34° „ 45°
Glasdach	1 : 1,5 „ 1 : 1	34° „ 45°

B. Die Binder.

1. Binderformen.

Die Binder werden meistens als Fachwerkträger ausgebildet. Da schon geringe Durchbiegungen des Untergurtes ins Auge fallen, wird dieser in der Regel mit einer Überhöhung in der Mitte ausgeführt. Die am häufigsten vorkommenden Bindersysteme sind:

a) **Einfache Dreieckbinder** = deutsche Dachbinder, siehe Abb. 131 und 132, für kleinere Spannweiten.

b) **Englische und belgische Dachbinder**, z. B. die Satteldachbinder (Abb. 134, 135 und 136).

c) **Französischer Binder oder Polonceaubinder**, einfach (Abb. 133) und doppelt (Abb. 137).

d) **Sheddächer** = Sägedächer (Abb. 139). Die steile Fläche, möglichst nach Norden liegend, wird in Glas eingedeckt. Hierdurch gutes verstreutes Licht.

e) **Pultdächer** (Abb. 140) sind halbe Satteldachbinder.

f) **Kragdächer** = Konsoldächer (Abb. 141), als Vordächer für Bahnhöfe, Verladeanlagen, Eingänge usw.

g) **Tonnendächer** (Abb. 143), auch mit Sichelträgern (Abb. 145).

h) **Mansardendachbinder** (Abb. 138) mit Verglasung in den schrägen Endfeldern.

Einige Binder mit Dachreitern für Lüftung und Oberlicht sind in Abb. 150 dargestellt.

Bei großen Spannweiten sind weitere Unterteilungen des Fachwerks (Abb. 151) notwendig zur Erzielung normaler Pfettenabstände und zur Verringerung der Knicklänge an Druckstäben.

Bei größeren Hallen ist eine Unterteilung der Stützweite durch Mittelstützen (Abb. 152) zweckmäßig, wodurch eine Gliederung der Halle in einzelne Längsschiffe erfolgt.

Durch Vereinigung von Bindern und Stützen entstehen Rahmenbinder, die entweder aus Fachwerk (Abb. 153) oder auch aus vollwandigen Blechträgern oder Profilen (Abb. 154) gebildet sind. Während die beiden Binder in Abb. 153 und 154 bei gelenkartiger Lagerung der Binderfüße in statischer Beziehung als Zweigelenkbögen anzusehen sind, entsteht bei Anordnung eines Scheitelgelenkes nach Abb. 155 ein Dreigelenkbogenbinder.

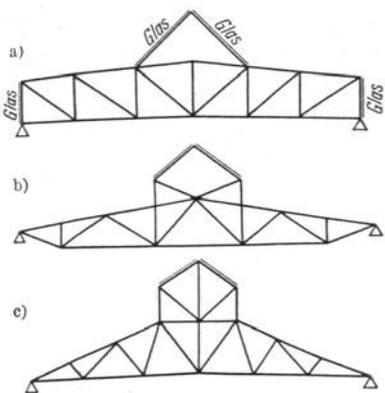


Abb. 150a bis c. Dachbinder mit Oberlichtern.

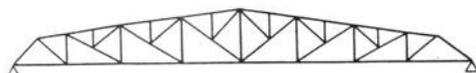


Abb. 151. Unterteiltes Fachwerk.

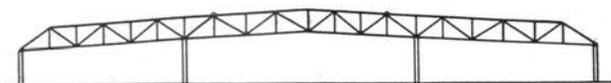


Abb. 152. Fachwerkbinder mit Mittelstützen.

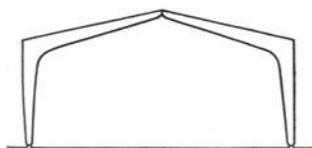


Abb. 153.

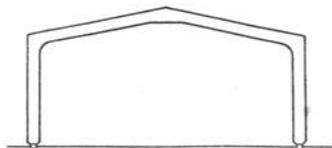


Abb. 154.

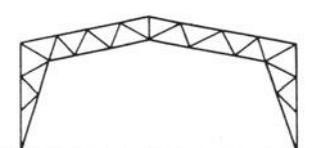


Abb. 155.

Abb. 153 bis 155. Rahmenbinder.

2. Die Binderstäbe.

Wie jeder Fachwerkträger, so zerfällt auch der Binder in Obergurtstäbe, Untergurtstäbe und Füllungsstäbe bzw. Vertikalen und Diagonalen.

Die Pfetten sind möglichst in den Knotenpunkten der Binder zu lagern. Es treten dann in allen Stäben des Fachwerks reine Normalspannungen, d. h. entweder Zug- oder Druckkräfte auf. Bei normaler Binderform hat der Obergurt Druck, der Untergurt Zug. Die Füllstäbe dagegen können je nach ihrer Lage und den angreifenden Lasten Zug- oder Druckstäbe sein. Bei den mittleren Diagonalen tritt häufig auch der Fall ein, daß je nach der Belastung Zug und Druck wechseln kann (= Wechselstäbe).

Der Querschnitt der Stäbe besteht meist aus zwei nebeneinanderliegenden, um Knotenblechstärke entfernten Winkeln, seltener aus 2 \square -Eisen. Die zulässige Spannung beträgt für St 37 ohne Berücksichtigung des Winddrucks 1200 bzw. 1400 kg/cm², mit Wind 1400 bzw. 1600 kg/cm². Für Zugstäbe ist

$$F_{\text{erf}} = F_{\text{netto}} = \frac{S_{\text{max}}}{\sigma_{\text{zul}}},$$

wobei S_{max} die bei der ungünstigsten Lastkombination eintretende größte Stabkraft ist. Es ist also die Schwächung durch die Löcher der Anschlußniete zu berücksichtigen (Abb. 156). Sind in beiden Schenkeln der Winkel Bohrungen vorhanden, so sind beide Löcher abzuziehen, wenn sie im selben Querschnitt liegen oder doch so wenig gegeneinander versetzt sind, daß beim Abreißen des Stabes

der Riß durch beide Löcher geht. Für den Querschnitt von Zugstäben werden meist zwei gleichschenklige Winkel gewählt (Abb. 156a), oft auch ungleichschenklige (Abb. 156b), oder auch 2 \square -Eisen (Abb. 156c). Flacheisen (Abb. 156d) sind wegen der mangelnden Steifigkeit wenig zweckmäßig. Für größere Kräfte

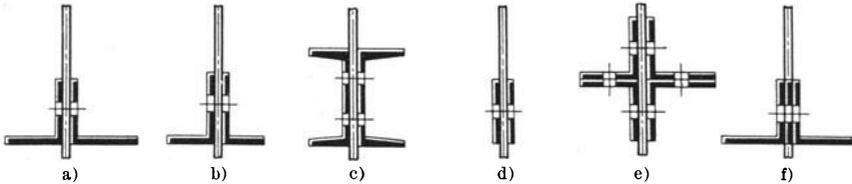


Abb. 156 a bis f. Querschnitte von Zugstäben.

kann ein Querschnitt aus 4 Winkeln (Abb. 156e) gewählt werden, oder es werden zwischen den Profilen Verstärklingslaschen angeordnet (Abb. 156f).

Die Einzelquerschnitte des Zugstabes werden in Abständen von 1,0 bis 2,0 m durch Heftniete mit Futterringen (Abb. 157) oder durch kleine Laschen mit mindestens 2 Nieten (Abb. 158) miteinander verbunden.



a) Abb. 157. b) Abb. 158. Querverbindungen für Zugstäbe.

Die Berechnung der Druckstäbe erfolgt auf Knicken nach dem ω -Verfahren (siehe S. 45 u. 46). Es ist $\sigma = \frac{\omega \cdot P}{F}$, wo-

bei für F der volle Stabquerschnitt einzusetzen ist.

Für die Dimensionierung kann wie bei den Stützen die Bemessungsformel $F_{erf} = \frac{P}{\sigma_{zul}} + 0,577 k l^2$ benutzt werden. Schlanke Stäbe ($\lambda > 100$) sind nach der Euler-Formel zu dimensionieren mit

$$J_{erf} = 2 S \cdot l^2 \text{ für } \sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

oder

$$J_{erf} = 1,7 S \cdot l^2 \text{ für } \sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

(S = größte Stabkraft in t , l = Knicklänge in m).

Das Schlankheitsverhältnis $\lambda = \frac{l}{i_{min}}$ darf nicht größer als 150 sein. Daraus folgt: $i_{min} \geq \frac{l}{150}$. Für lange Druckstäbe mit geringer Belastung ist durch diese Bedingung der Mindestquerschnitt festgelegt.

Als Knicklänge l ist die Systemlänge des Stabes einzuführen. Bei den Füllstäben kann für Ausknicken in der Binderebene mit Rücksicht auf die Einspannung in den Knotenblechen die Entfernung von Mitte zu Mitte der Nietanschlüsse als Knicklänge gerechnet werden.

Der Druckgurt des Binders ist in seinen Knotenpunkten durch die Füllstäbe nur in der einen Richtung gegen Ausknicken gesichert. Es ist zu erstreben,

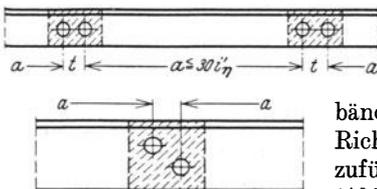


Abb. 159. Bindebleche für Druckstäbe.



alle Knotenpunkte auch senkrecht zur Binderebene unverschieblich festzuhalten, z. B. durch die aufgelagerten Pfetten oder durch Verbände.

Anderenfalls ist für Ausknicken in dieser Richtung die entsprechend größere Knicklänge einzuführen. Zu beachten ist, daß bei Kragdächern (Abb. 141) der Untergurt der Druckgurt ist.

Bei zusammengesetzten Stabquerschnitten sind wie bei Stützen Bindelaschen im Höchst-

abstand von $a = 30 i'_{min}$ notwendig, wobei a von Niet zu Niet rechnet (Abb. 159). Bei einem aus Winkeln bestehenden Querschnitt ist z. B. nach Abb. 160 $i'_{min} = i_{\eta} =$ kleinster Trägheitsradius des Einzelwinkels. Die Bindelaschen müssen mindestens 2 Niete haben.

16. Aufgabe. Eine Druckdiagonale von $l = 3,42$ m (Systemlänge) für einen Binder zu entwerfen. S_{\max} ohne Wind 11,5 t, mit Wind 13,0 t; σ_{zul} ohne Wind 1,4 t/cm², mit Wind 1,6 t/cm².

Auflösung: Es wird ein $\perp\perp$ -Querschnitt gewählt. Mit $k = 3$ wird

$$F_{\text{erf}} = \frac{11,5}{1,4} + 0,577 \cdot 3 \cdot 3,42^2 = 8,2 + 20,2 = 28,4 \text{ cm}^2.$$

Gewählt $\perp\perp 90 \times 90 \times 9$ mit $F = 2 \cdot 15,5 = 31 \text{ cm}^2$.

$$J_{\text{min}} = J_y = 2 \cdot 116 = 232 \text{ cm}^4. \quad i_{\text{min}} = \sqrt{\frac{232}{31}} = 2,74 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{342}{2,74} = 124,8. \quad \omega = 3,69.$$

$$\sigma = \frac{3,69 \cdot 11,5}{31} = 1,37 \text{ t/cm}^2 \quad \text{bzw.} \quad \sigma = \frac{3,69 \cdot 13,0}{31} = 1,55 \text{ t/cm}^2.$$

$$i'_{\text{min}} = i_y = 1,76 \text{ cm}. \quad a \leq 30 \cdot 1,76 \leq 53 \text{ cm}.$$

Es sind 4 Bindebleche erforderlich. Die Diagonale ist in Abb. 161 dargestellt; bei gleichmäßiger Aufteilung ergab sich $a = 53$ cm.

Die gebräuchlichsten einwandigen Querschnitte sind in Abb. 162 dargestellt. Zwei ungleichschenklige Winkel (Abb. 162b) sind oft wegen der besseren Ausgleichung von J_x und J_y günstiger als zwei gleichschenklige (Abb. 162a); es ist jedoch zu beachten, daß das Trägheitsmoment der materialfreien Achse mindestens 10% größer sein soll als das der Materialachse, also $J_y \geq 1,1 J_x$.

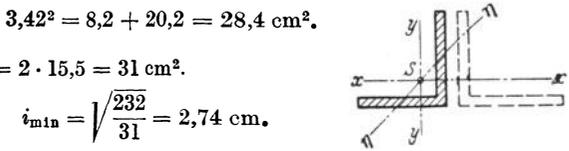


Abb. 160.

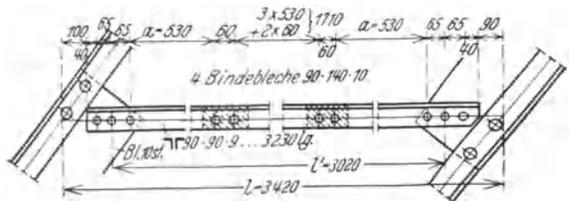


Abb. 161. Druckdiagonale eines Dachbinders.

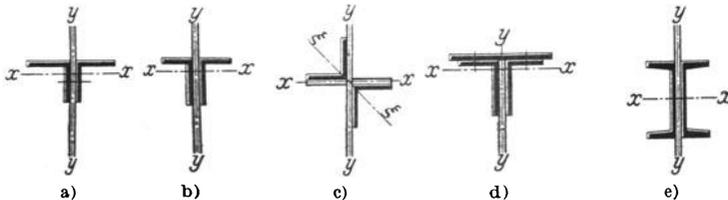


Abb. 162a bis e. Einwandige Querschnitte für Binderstäbe.

Zwei Winkel über Kreuz gestellt (Abb. 162c) benötigen sehr viel Bindebleche. Für Obergurte kann der Winkelquerschnitt durch eine Lasche verstärkt werden (Abb. 162d), doch bedingen die durchgehenden Nietreihen teure Werkarbeit. Der Querschnitt aus 2 \square -Eisen (Abb. 162e) hat geringere Seitensteifigkeit.

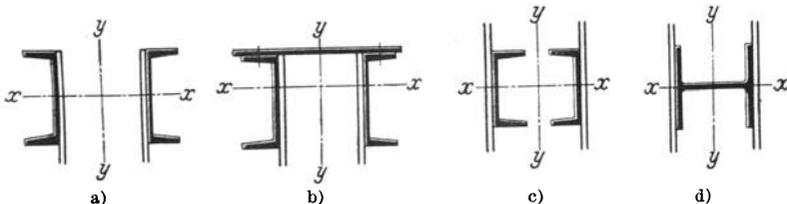


Abb. 163a bis d. Doppelwandige Querschnitte für Binderstäbe.

Für weitgespannte Dachbinder sind doppelwandige Querschnitte nach Abb. 163 mit zwei Knotenblechen vorteilhaft, da sich durch die Spreizung der

Profile ein größeres J_{\min} ergibt. Die Gurte bestehen dann meistens aus 2 \bar{C} -Profilen nach Abb. 163a mit innen anliegenden Knotenblechen. Für den Obergurt kann Verstärkung durch eine durchgehende Kopflasche (Abb. 163b) erfolgen, wobei die Bindelaschen erspart werden. Die Füllstäbe können z. B. bestehen aus zwei gespreizten \bar{C} -Profilen nach Abb. 163c, oder aus einem zwischen die Knotenbleche geführten \bar{I} -P-Träger (Abb. 163d); bei Zugstäben auch aus einem einfachen \bar{I} - oder \bar{C} -Profil.

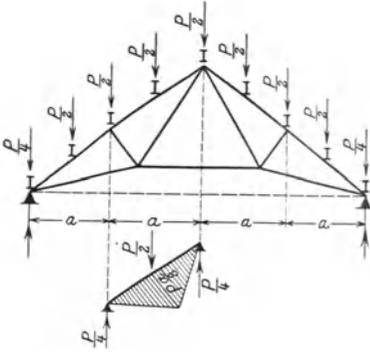


Abb. 164. Dachbinder mit Zwischenpfetten.

Greifen auch zwischen den Knotenpunkten eines Binders Lasten an (z. B. durch Zwischenpfetten, Abb. 164), so erhalten die betreffenden Gurtstäbe außer der Normalkraft noch ein Biegemoment. In dem in Abb. 164 dargestellten Falle ist anzunehmen:

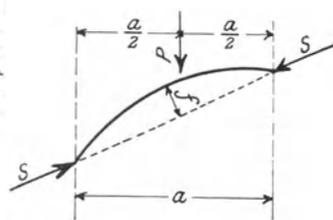


Abb. 165.

$$M = \frac{P}{2} \cdot \frac{a}{4} \cdot \frac{4}{5} = \frac{P \cdot a}{10}$$
 wobei der Beiwert $\frac{4}{5}$ dem ununterbrochenen Durchlaufen des Gurtes über mehrere Felder Rechnung trägt. Zur Bestimmung der Stabkräfte wird die Zwischenlast $\frac{P}{2}$

auf die beiden benachbarten Knotenpunkte zu gleichen Teilen verteilt. Greift die Last zwischen zwei Knotenpunkten nicht in der Mitte, sondern an einer beliebigen Stelle an, erfolgt ihre Verteilung entsprechend den Auflagerdrücken eines Trägers auf zwei Stützen.

Gekrümmte Gurtstäbe kommen zuweilen beim Obergurt des Tonnendaches (Abb. 143) vor. Bei der Bestimmung der Stabkräfte wird zunächst eine gerade Stabachse vorausgesetzt (vgl. Kräfteplan Abb. 143a). Bei der Querschnittsermittlung ist jedoch das durch die Krümmung entstehende Zusatzmoment

$$M = - S \cdot f \cdot \frac{4}{5} = - \frac{4}{5} S \cdot f$$

in Rechnung zu stellen. (S = größte Stabkraft, f = Pfeilhöhe des Bogens, Abb. 143.) Der Beiwert $\frac{4}{5}$ berücksichtigt wie oben das Durchlaufen des Gurtes über mehrere Felder. Tritt gleichzeitig zwischen den Knotenpunkten noch eine Belastung hinzu, z. B. wenn die Dachhaut unmittelbar auf dem Bindergurt aufliegt, so ergibt sich das gesamte Zusatzmoment zu

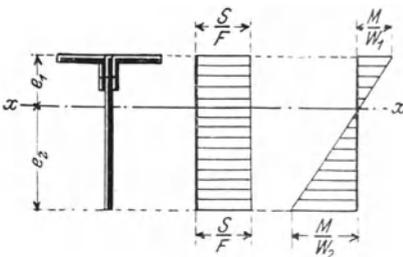


Abb. 166.

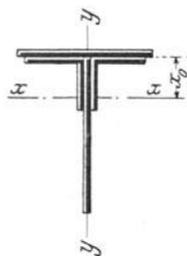


Abb. 167.

$$M_{\max} = \frac{4}{5} \left(\frac{P \cdot a}{8} - S \cdot f \right),$$

wobei P die zwischen den Knotenpunkten liegende, verteilte Last ist (Abb. 165).

Da in diesen Fällen außer Biegung gleichzeitig die Normalkraft wirkt, errechnet sich

$$\sigma = \frac{S}{F} \pm \frac{M}{W}$$

Es ist günstig, einen unsymmetrischen Querschnitt zu wählen. Bei einem Druckstab ist die bereits durch Biegung gedrückte Querschnittsseite, bei einem Zugstab die Zugseite zu verstärken. Die in den äußersten Fasern auftretenden Spannungen:

$$\sigma_{\max} = \frac{S}{F} + \frac{M}{W_1} \quad (W_1 \text{ und } W_2 = \text{Widerstandsmomente})$$

$$\sigma_{\min} = \frac{S}{F} - \frac{M}{W_2} \quad \text{für die oberste und unterste Faser}$$

sollen sich möglichst ausgleichen. Geeignet sind \bar{I} -förmige Querschnitte nach Abb. 166 und 167 oder 2 \bar{C} -Eisen mit einseitiger Lasche. Bei Dachbindern wird, da die Momente meist ge-

Tafel VI. Spannungsnachweis für Binderstäbe.

Stab (n. Auflagerdrücke)			
Eigengewicht (S_1)			
Schneelast voll (S_2)			
Schnee lnks (S_3)			
Schnee rechts (S_4)			
l. Aufl. r. links			
l. Aufl. r. rechts			
Wind v. lnks			
Wind v. rechts			
S_{max} ohne Wind			
S_{max} mit Wind			
Stablänge s in m			
Gewählter Querschnitt			
F_{br} in cm^2			
Nietabzug ΔF in cm^2			
$F_{netto} = F_{br} - \Delta F$			
(Nur für Zugstäbe)			
f_{min}			
l_{min}			
$\lambda = \frac{l}{i}$			
ω			
(Nur für Druckstäbe)			
σ_{max} ohne Wind			
σ_{max} mit Wind			
i_{in} des Einzelstabes			
$\lambda = 30$			
(Nur für Druckstäbe)			
Anschlußhöhe n und \varnothing			
$F^s = n \cdot \varnothing^2 \cdot \rho \cdot \frac{1}{2}$			
$F^1 = n \cdot \varnothing \cdot s$			
$\frac{F^s}{S_{max}} = \tau$			
$\frac{F^1}{S_{max}} = \sigma$			
Bemerkungen			

ring sind, zur Ersparnis von Nietarbeit gewöhnlich ein einfacher \square -Querschnitt nach Abb. 162e gewählt.

Die aus den einzelnen Belastungsfällen (Eigengewicht, volle und einseitige Schneelast, Wind von links und Wind von rechts) ermittelten Stabkräfte und die durch Zusammenfassung daraus errechneten größten Stabkräfte (S_{max}) ohne und mit Wind werden übersichtlich in einer Tafel (vgl. Tafel VI) zusammengestellt, ebenso die Auflagerdrücke. In weiteren Spalten folgen die gewählten Querschnitte mit den für die Spannungsberechnung erforderlichen Größen sowie die aus S_{max} mit und ohne Wind errechneten Spannungen. Schließlich kann noch die Mindestteilung für Bindebleche bei Druckstäben und die Beanspruchung der Anschlußniete angegeben werden. Bei symmetrischen Bindern erstreckt sich die Tafel nur auf die Stäbe der einen Binderhälfte. Erhalten einzelne Stäbe zusätzliche Biegemomente, so sind die Zusatzspannungen gesondert nachzuweisen.

3. Die Knotenpunkte.

Die Stäbe des Fachwerks werden in den Knotenpunkten zusammengeschlossen. Als Hilfsmittel dienen eingeschaltete Knotenbleche. Die wichtigsten Regeln für die Ausbildung der Anschlüsse sind:

a) Sämtliche an einem Knotenpunkt zusammen treffenden Stäbe müssen sich in ein und demselben Punkte, dem System punkt oder Netzpunkt, schneiden.

Ist dieses nicht der Fall, so herrscht zwischen den einzelnen Stabkräften kein Gleichgewicht. Das Knotenblech erleidet ein Drehungsmoment, welches wieder von den angeschlossenen, meist wenig biegefesten Stäben aufgenommen werden müßte.

Eine Ausnahme kann zwecks Verkleinerung der Knotenbleche gemacht werden, wenn gering oder gar nicht beanspruchte Füllstäbe an einem verhältnismäßig starken Gurt anzuschließen sind, z. B. bei Montageverbänden oder bei Vergitterung von Stützen.

b) Die Schwerachse des Querschnittes muß mit der Netzlinie zusammenfallen.

Nur beim Anschluß von Winkeleisen wird zur Vereinfachung der Konstruktion abgewichen. Da die Nietrißlinie (Abb. 168a) nicht zusammenfällt mit der Schwerachse, würde sich ohnehin eine Exzentrizität des Anschlusses und damit eine zusätzliche geringe Biegebeanspruchung des Stabes ergeben. Es ist deswegen üblich, den Winkel so so zu legen, daß die Nietrißlinie mit der Netzlinie

zusammenfällt (Abb. 168b). Bei breiteren Schenkeln mit doppeltem Nietriß wird die innere Rißlinie, die dem Schwerpunkt des Winkels am nächsten liegt, gewählt (Abb. 169).

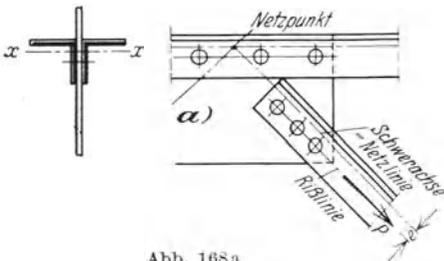


Abb. 168a.

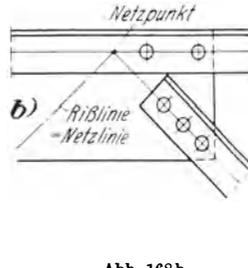


Abb. 168b.

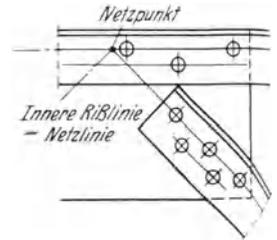


Abb. 169.

Abb. 168 und 169. Anschlüsse von Winkleisen.

c) Jeder Stab ist mit mindestens zwei Nieten anzuschließen. Die Nietabstände dürfen bei Druckstäben nicht größer als $6d$, bei Zugstäben als $8d$ sein, sonst sind weitere Heftniete erforderlich. Die äußeren Niete sollen nicht mehr als 2 bis $2,5d$ vom Knotenblechrande entfernt sein.

d) Die Anschlußniete müssen symmetrisch zur Stabachse verteilt werden (Abb. 170).

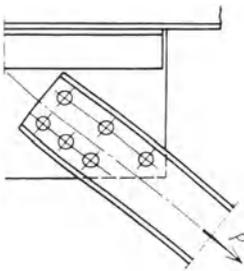


Abb. 170. Anschluß eines I-Eisens.

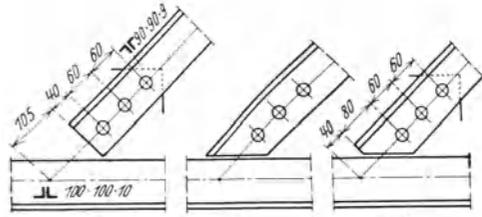


Abb. 171a bis c.

e) Die abstehenden Schenkel von Winkeln und die Flansche von I-Eisen werden bei größeren Stabkräften zur Verkürzung des Anschlusses durch Beiwinkel angeschlossen (Abb. 44, 45, 180).

f) Die Stäbe sind an den Enden möglichst rechteckig abzuschneiden (Abb. 171a). Schiefe Schnitte (Abb. 171b) müssen gesägt

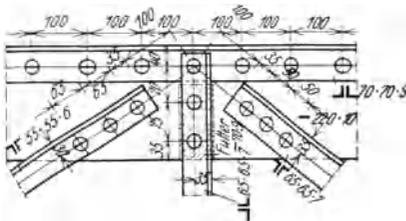


Abb. 172. Knotenpunkt eines Dachbinders.

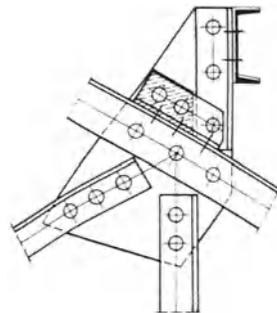


Abb. 173. Knotenpunkt mit senkrechter Pfette.

oder gebrannt werden, sind daher teuer und zu vermeiden. Abklinkungen der Winkelflansche dagegen (Abb. 171c) sind leicht herzustellen und können zur Verkleinerung der Anschlußlänge angeordnet werden, sollen aber nur bis an die Rundung der Winkelecken reichen.

g) Stoßen Zug- und Druckstäbe zusammen, so sind im allgemeinen die Druckstäbe soweit als möglich durchzuführen. Oft wird die Druckvertikale unter Auffutterung des Knotenbleches noch auf die Gurtung hinaufgeführt (Abb. 172).

h) Besteht eine Knickgefahr für das Knotenblech, so sind wirksame Aussteifungen erforderlich (Abb. 173).

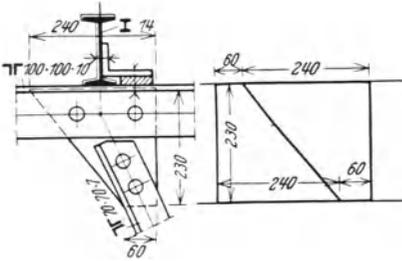


Abb. 174. Trapezförmiges Knotenblech.

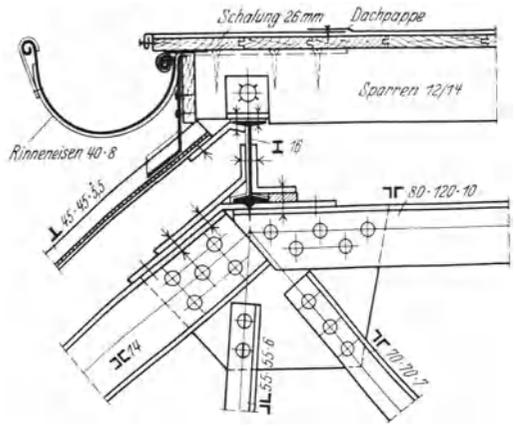


Abb. 175. Eckknotenpunkt eines Mansardbinders.

i) Bei der Formgebung der Knotenbleche sind unnötige Eckabschnitte zu vermeiden. Parallele Begrenzung zu den Gurten ist anzustreben. Wenn ohne größeren Materialverlust möglich, sind rechteckige oder trapezförmige Bleche vorzuziehen (Abb. 174).

k) Die Gurtstäbe laufen in den Knotenpunkten nach Möglichkeit ununterbrochen durch. In den Knickpunkten des Gurtes sind jedoch im allgemeinen Stöße erforderlich.

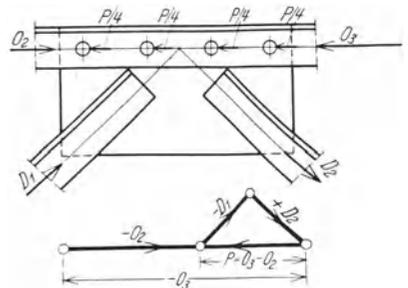


Abb. 177. Knoten mit durchlaufendem Gurtstab.

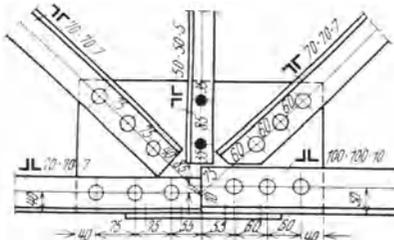


Abb. 176. Untergurtknotenpunkt.

Zur Verkleinerung der Knotenbleche, die hier als Stoßlasche dienen, kann ein Teil der durchgehenden Gurtkraft in den abstehenden Schenkeln durch besondere Laschen übertragen werden (Abb. 175). Sind weitere Gurtstöße erforderlich, so werden diese ebenfalls in die Knotenpunkte gelegt und in gleicher Weise ausgebildet (Abb. 176). Unnötige Auffutterungen unter den Stoßlaschen sind zu vermeiden; auch wenn geringe Verschiebungen der Schwerachsen beim Profilwechsel notwendig sind, werden die Außenkanten möglichst bündig gelegt.

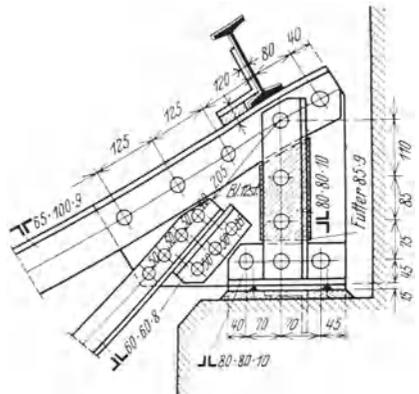


Abb. 178. Auflagerpunkt eines Pultdachbinders.

l) Lauft der Gurt ungestoen über das Knotenblech durch, so ist nur die Differenz der beiderseitigen Gurtkrafte anzuschließen (Abb. 177).

m) Zu spitze Knotenbleche, sowie einspringende Ecken sind zu vermeiden. In keinem Schnitt des Knotenbleches darf eine Überbeanspruchung auftreten. Alle Ecken sollen durch die Anschlustabe verdeckt sein.

Am Auflagerpunkt wird das Knotenblech meistens nach unten herausgezogen (Abb. 182). Kleine Binder können mit der angenieteten Fußplatte unmittelbar auf das Widerlager gestellt werden. Eine Verankerung mit demselben ist schon mit Rücksicht auf die Aufstellung erwünscht. Bei Bindern über 12,0 m Stützweite werden gewölbte Auflagerplatten nach Abb. 65 erforderlich. Es ist darauf zu achten, daß die Mitte des Auflagers senkrecht unter dem Systempunkt liegt und daß eine einwandfreie Aussteifung des Knotenbleches vorhanden ist. In Abb. 178 ist die Auflagerung eines Pultdachbinders

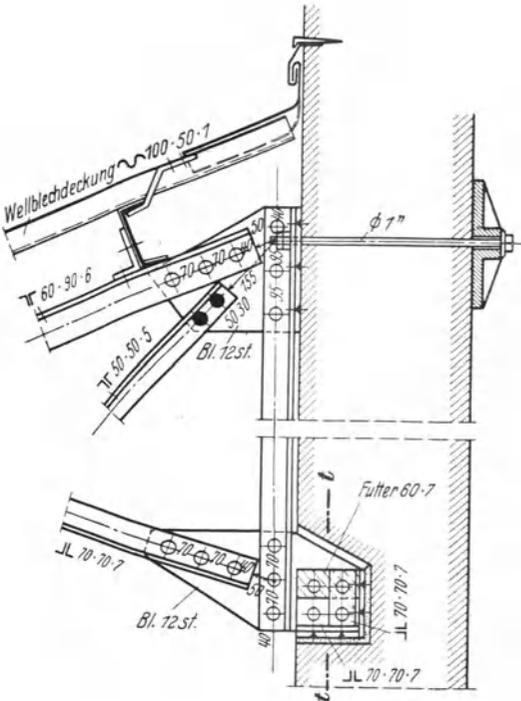
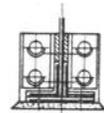


Abb. 179. Anschluknoten eines Kragbinders.



Schnitt t-t

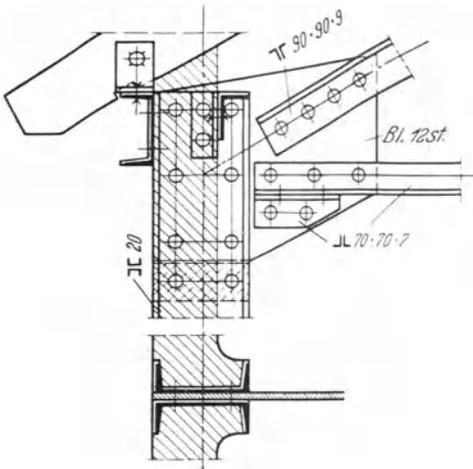


Abb. 180. Binderanschlu an Stütze mit eingeschobenem Blech.

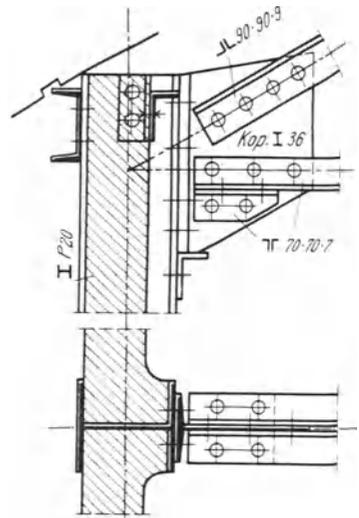


Abb. 181. Seitlicher Binderanschlu.

(vgl. Abb. 140) und in Abb. 179 die eines Kragdaches (vgl. Abb. 141) dargestellt. Ruht der Binder auf Stahlstützen, so wird darauf verzichtet, das eine Auf-

lager beweglich zu machen. Der Binder kann unmittelbar mit ähnlicher Fußausbildung wie bei der Wandauflagerung auf den Stützenkopf gelagert werden. Ein besonderer Kopf der Stütze fällt fort, wenn das Knotenblech des Binderfußpunktes in die Stütze hineingeführt wird (Abb. 180). Bei nicht zu weit ge-

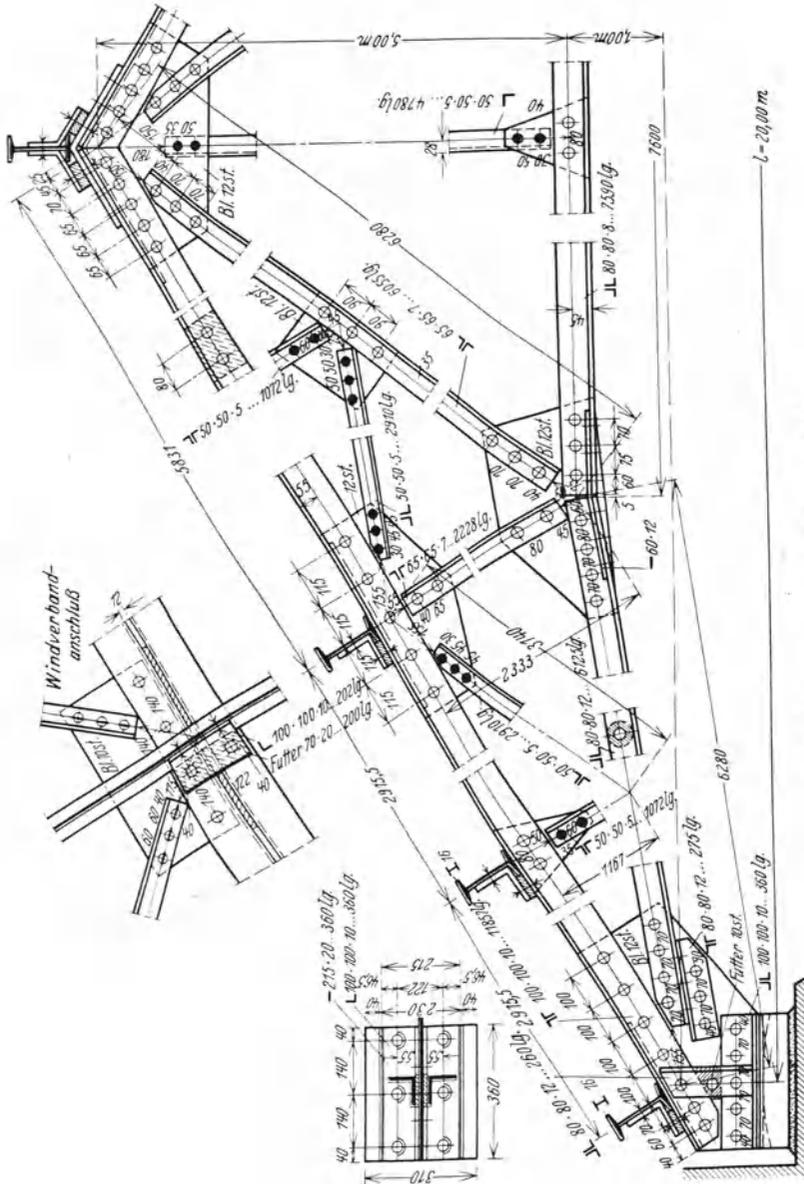


Abb. 182. Knotenpunkte eines Polonceau-Binders.

spannten Bindern kann auch ein seitlicher Anschluß (z. B. mit Hilfe von aus Trägerresten geschnittenen, sog. kouierten I- oder IP-Trägern) erfolgen, der für die Montage sehr bequem ist (Abb. 181).

Weitere Beispiele für die Knotenpunktausbildung sind zu ersehen in dem in Abb. 182 dargestellten Polonceau-Dachbinder. Abb. 183 und 184 zeigen den

First- und Traufpunkt eines Sagedachbinders mit Eindeckung aus Stegzementdielen. Das Knotenblech des Traufpunktes ist zur Erleichterung der Montage in zwei Teile getrennt.

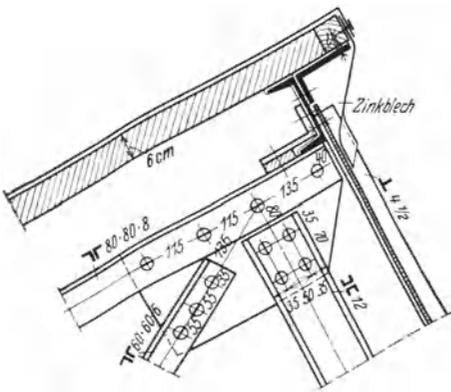


Abb. 183.

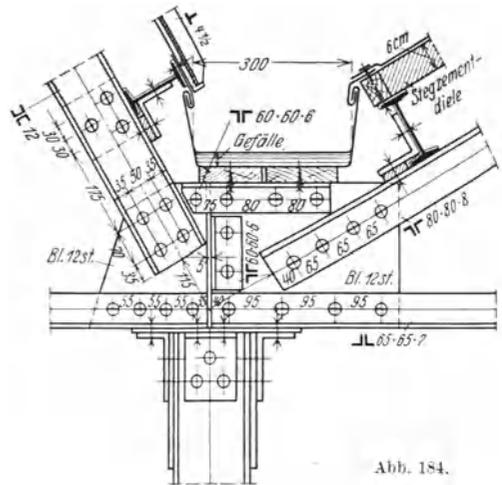


Abb. 184.

Abb. 183 und 184. First- und Traufknotenpunkt eines Sagedachbinders.

C. Sparren und Pfetten.

Die Sparren sind meistens Holzbalken von rechteckigem Querschnitt (Breite = $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ der Höhe). Die häufigsten Profile sind: $\frac{12}{14}$, $\frac{10}{16}$, $\frac{12}{16}$, $\frac{12}{18}$, $\frac{14}{18}$. Sind auch die Pfetten aus Holz, so erfolgt die Verbindung durch Verkämmung um 1,5 bis 2 cm und durch Sparrennägel. Verschiedene Arten der Befestigung auf eisernen Pfetten sind in Abb. 185a bis d dargestellt.

Sparren aus Stahlprofilen kommen für Dacheindeckung mit Ziegeln, Eternitplatten oder auch Schiefer zuweilen zur Verwendung, wenn brennbare Teile im Dach ganz vermieden werden sollen.

Die Pfetten werden entweder vertikal oder rechtwinklig zur Dachfläche gestellt. Holzpfetten kommen nur in Frage bei flachen Dächern und enger Pfettenteilung,

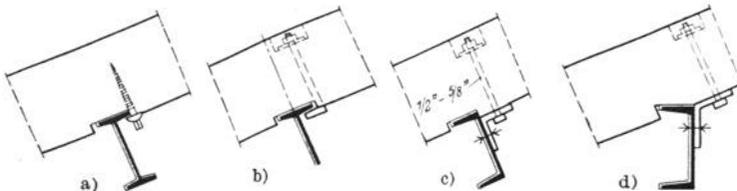


Abb. 185. Befestigung der Sparren.

insbesondere wenn die Schalung der Dachhaut unmittelbar aufgenommen werden soll. Die Befestigung muß fest genug sein, um ein Abrutschen oder Kanten sicher zu verhindern. Ein einfaches Verschrauben mit dem Obergurt ist nicht ausreichend. In Abb. 186 und 187 sind Beispiele für die Befestigung in beiden Stellungen dargestellt.

Für Pfetten aus Stahl kommt vorwiegend das I-Profil, seltener das C- und L-Profil zur Verwendung. Sie werden meistens winkelrecht zur Dachhaut gestellt. Die Regelbefestigung erfolgt nach Abb. 188 durch kleine auf Futterstücken liegende Winkeleisen, die mit dem Steg der Pfette verschraubt werden. In DIN 1008 sind hierfür Normalien festgelegt. Einfaches Verschrauben der Flansche mit dem

Binderobergurt bietet keine ausreichende Sicherheit gegen Umkippen. Bei Pfetten aus \square - und Γ -Profilen fallen die Futterstücke fort (vgl. Abb. 179).

Am First kann eine senkrecht stehende Pfette (vgl. Abb. 182) angeordnet werden oder zwei getrennte Pfetten (Abb. 189), die dann, wie auch die Traufpfetten, meistens ein Profil kleiner sein können und entsprechend aufgefuttert werden.

Der Anschluß senkrecht stehender Pfetten ist etwas umständlicher. Die Knotenbleche müssen über den Obergurt hinausgezogen werden (Abb. 173). Hierbei ist auf eine ausreichende Aussteifung derselben zu achten.

Der Pfettenstoß liegt gewöhnlich über der Mitte eines Binders. Um die durch

Wärmeänderungen verursachten Längsbewegungen zu ermöglichen, muß eine Fuge von etwa 10 mm zwischen den Pfettenenden vorhanden sein und ein Ende jeder Pfette mit einem Langloch angeschlossen werden (vgl. Abb. 188).

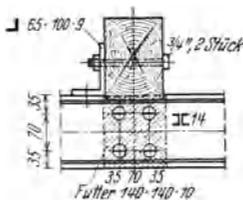


Abb. 186.

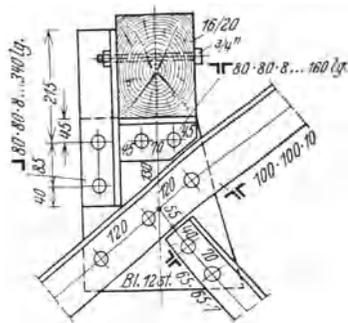


Abb. 187.

Abb. 186 und 187. Befestigung von hölzernen Sparren.

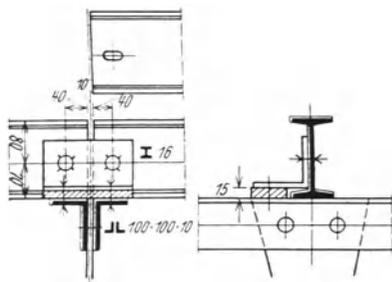


Abb. 188. Pfettenstoß über Binder.

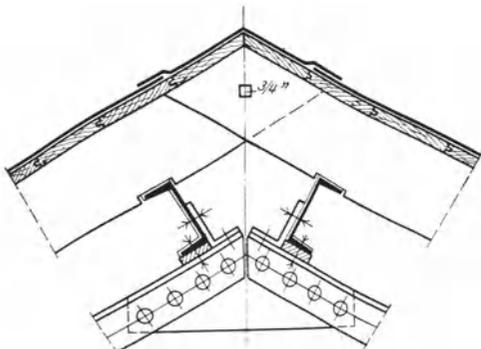


Abb. 189. Firstpunkt mit Doppelpfette.

Bei längeren Dächern wird eine erhebliche Ersparnis erzielt durch Ausbildung der Pfetten als Gerberträger (Abb. 51c und d). Die in jedem zweiten Felde liegenden Gelenke werden nach Abb. 81 und 82 durch seitliche Laschen aus Flacheisen oder bei schräg gestellten Pfetten aus Winkeleisen gebildet. Für solche Gelenke von Gerberpfetten sind in DIN 1009 Normen aufgestellt. Ebenso geben DIN 1010, 1011 und 1012 Angaben über die zweckmäßige Lage der Gelenke. Auch bei Gerberpfetten ist die Möglichkeit der Längsausdehnung durch Langlöcher (Abb. 81) zu sichern.

Die Pfetten erhalten Biegungsbeanspruchung aus der lotrecht wirkenden Eigenlast und Schneelast (G) und aus der senkrecht zur Dachneigung gerichteten Windkraft (W). Sie werden deshalb auf Doppelbiegung beansprucht. Bei lotrechtlicher Stellung der Pfettenachse (Abb. 190)

errechnet sich $\sigma_1 = \frac{M_x}{W_x}$ aus der Belastung mit $G + W \cdot \cos \alpha$, $\sigma_2 = \frac{M_y}{W_y}$

aus $W \cdot \sin \alpha$, wobei $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$ ist. Steht die Pfette senkrecht zur Dachhaut (Abb. 191), so kommt für M_x (= Moment senkrecht zur x -Achse) die Belastung $G \cdot \cos \alpha + W$ und für M_y ,

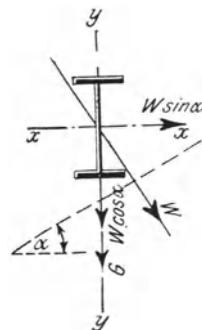


Abb. 190. Lotrechte Pfettenlage.

(= Moment senkrecht zur y -Achse) $G \cdot \sin \alpha$ in Ansatz. Da das W_y der Pfettenprofile klein ist, ergibt die lotrechte Stellung der Pfette günstigere Spannungen, denn $W \cdot \sin \alpha$ ist stets kleiner als $G \cdot \sin \alpha$. Trotzdem kommt diese Anordnung wegen des umständlichen Anschlusses nur für sehr steile Dächer oder für Dächer mit kompliziertem Grundriß zur Anwendung.

Wenn die Dachhaut in sich genügend steif ist, um als zusammenhängende Platte

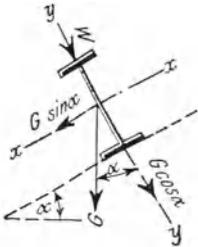


Abb. 191. Schräge Pfettenlage.

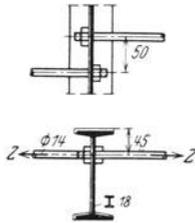


Abb. 192. Rundisen-Zugstangen.

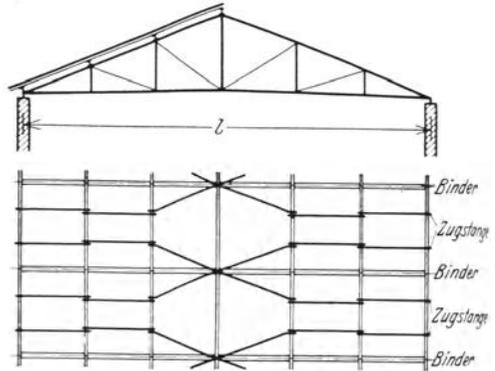


Abb. 193. Anordnung von Zugstangen.

zu wirken, kann angenommen werden, daß die auf jede Pfette wirkende Seitenkraft unmittelbar durch die Dachhaut nach der Firstpfette abgeleitet wird, so daß kein Moment M , entsteht. Kann mit einer Übertragung der Seitenkräfte durch die Dachhaut selbst nicht gerechnet werden, so können diese durch Zugstangen, am einfachsten durch die Stege

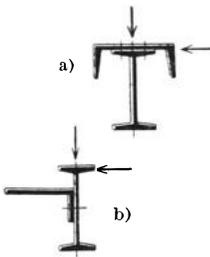


Abb. 194. Versteifte Pfetten.

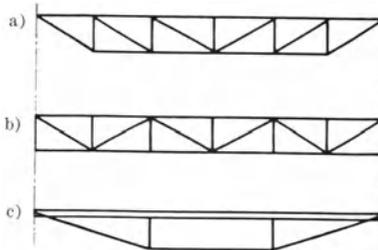


Abb. 195. Gitterpfetten.

der Pfetten gesteckte und mit diesen verschraubte Rundisen (Abb. 192), in Abständen von 1,5 bis 2,0 m aufgenommen und nach dem First abgeleitet werden. Eine hierbei auftretende Zusatzbelastung der Firstpfette kann vermieden werden, wenn die Zugstangen nach Abb. 193 unmittelbar nach den Firstpunkten der Binder geleitet werden.

Zuweilen werden die Seitenkräfte auch in der Traufpfette aufgenommen, die dann in der Richtung senkrecht zu ihrer Achse durch ein aufgelegtes C-Eisen (Abb. 194a) oder auch durch angenietete L-Eisen (Abb. 194b) verstärkt wird.

Bei großen Binderabständen werden oft Gitterpfetten angeordnet. Sie sind stets lotrecht zu stellen. Es kommen hauptsächlich Systeme von Trapez- und Parallelträgern oder Sprengwerke zur Anwendung (Abb. 195a, b und c).

VIII. Die wichtigsten Dacheindeckungen.

A. Falzziegeldeckung (Abb. 196).

Dachneigung nicht unter $h:s = 1:3$, entsprechend einer Dachneigung von $\alpha = 18^\circ$. Sparrenabstand 0,75 bis 1,40 m. Latten in 0,30 bis 0,34 m Entfernung, den Ziegelmassen entsprechend genau festzulegen. Latten aus Holz (etwa 25×50 mm) oder L-Eisen ($25 \times 25 \times 4$ bis $40 \times 40 \times 6$, je nach Sparrenabstand). Bei der Berechnung ist eine lotrechte Einzellast von 100 kg (Person) in Lattenmitte zu berücksichtigen. Der Firstziegel wird mit Zement oder Haarkalk gegen die Dachziegel gedichtet. Einzelne Ziegel sind mit Draht an den Latten festzubinden, um Abheben durch Wind zu verhüten. Gewicht einschließlich Sparren: 65 kg/m^2 .

B. Pappdeckungen.

Teerdachpappe wird aus Rohpappe (Quadratmetergewicht 0,625 kg bzw. 0,500 kg bzw. 0,333 kg) gewonnen durch Tränkung mit siedendem Steinkohlenteer. Wird statt dessen Erdölaspalt verwandt, so entsteht die dauerhaftere Bitumendachpappe. Neuerdings werden zahlreiche Arten von teerfreien Dachpappen verwendet, die sich besonders für steilere Dächer bewährt haben, da ein Ausfließen des Tränkmaterials infolge Erweichung durch Sonnenwärme nicht zu befürchten ist. Sie sind auch farbig zu haben. Die Pappen kommen in Rollen von 1,0 m Breite und 50 bis 60 m Länge in den Handel. Gute Dachpappen sollen wasserundurchlässig, gut biegsam und dehnbar sein. Die Eindeckung erfolgt auf gespundeter Schalung von meist 2,5 cm Stärke.

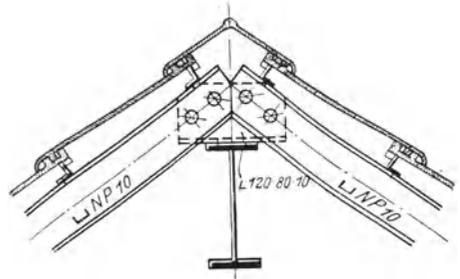


Abb. 196. Falzziegeldeckung.

Die wichtigsten Eindeckungsarten sind: Das Leistenpappdach, das einlagige und das Doppel- oder mehrlagige Pappdach.

Beim Leistendach werden rechtwinklig zur Traufe Dreikantleisten von 3,5 cm Höhe in solchen Abständen aufgenagelt, daß die Pappe von beiden Seiten über den Leisten fast zusammenstößt. Die Dichtung erfolgt durch Überdeckung der Leisten mit Kappstreifen von mindestens 8 cm Breite (Abb. 197), der Wandanschluß mittels eines Kappstreifens aus Pappe oder Zinkblech, der mit Mauerhaken in einer Steinfuge befestigt wird (Abb. 198).

Das einlagige Pappdach kommt nur für vorübergehend aufzustellende Gebäude in Frage. Die Pappbahnen werden mit mindestens 8 cm Überdeckung gleichlaufend zur Traufe, bei steileren Dächern auch senkrecht zur Traufe, verlegt. Die Nähte werden genagelt und verklebt.

Beim doppel- und mehrlagigen Pappdach wird die untere Lage trocken auf der Schalung gleichlaufend zur Traufe gelegt und mit Nägeln festgeheftet. Die weiteren Papplagen können gleichlaufend oder auch abwechselnd rechtwinklig zur Traufe liegen. Zwischen je zwei

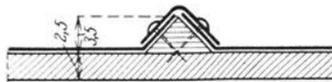


Abb. 197. Leistendach.

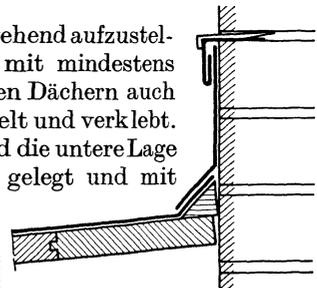


Abb. 198. Maueranschluß eines Pappdaches.

Papplagen muß ein gut deckender Anstrich mit Steinkohlenteer- bzw. mit Bitumen-Klebmasse erfolgen. Die oberste Lage erhält zum Schluß einen Anstrich, der alle 2 bis 4 Jahre erneuert werden muß.

Gewicht des einlagigen Pappdaches einschließlich Schalung und Sparren ca. 35 kg/m², des Doppelpappdaches 55 kg/m².

Die Pappdächer können auch auf Beton verlegt werden, der zunächst einen Glattstrich aus festem Zementmörtel erhält. Die unterste Papplage wird darauf mit einem Klebeanstrich befestigt.

C. Holzzementdeckung (Abb. 199).

Für sehr flache Dächer geeignet, sehr feuersicher und wärmeschützend, aber teuer und schwer (180 kg/m² einschließlich Sparren). Die Verlegung kann auf Holzschalung von 2,5 bis 3,5 cm Stärke oder auch auf massiver Unterlage (gewölbte oder ebene Decke aus Ziegeln, Beton, Bimsbeton, Schwemmsteinen usw., evtl. unter Zwischenschaltung einer 4 cm starken Korkschiicht zum Wärmeschutz) erfolgen.

Über die Dachfläche wird zunächst 3 bis 5 mm hoch feiner Sand gesiebt. Darüber werden nacheinander vier Lagen Holzzementdeckpapier aufgebracht; zwischen jeder Lage erfolgt ebenso wie auf der obersten ein gut deckender Anstrich aus Holzzementmasse (Steinkohlenteer mit Asphaltzusatz und mindestens 5% Schwefel, meist 60 Teile Teer + 15 Teile Asphalt + 25 Teile Schwefel). Statt der Sandzwischen-schicht wird neuerdings eine Abdeckung der

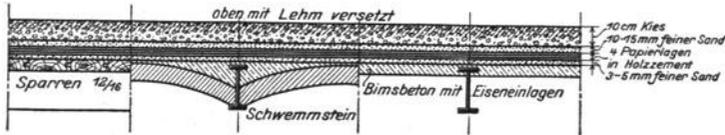


Abb. 199.

Unterlage mittels einfacher Teerpappe bevorzugt, auf der dann mindestens drei Lagen Holzzementdeckpapier oder zwei Lagen nackter Teerpappe mit Zwischenanstrichen aus Holzzement aufgebracht werden. Zum Schutz gegen die Sonnenbestrahlung ist eine Schüttung von mindestens 10 cm Stärke erforderlich, die unten aus weichem Sand und darüber aus grobem, ungesiebt Kies bestehen soll, der in der obersten Schicht gegen Abwehen und Abspülen noch mit Lehm versetzt wird.

D. Massive Dacheindeckungen.

Fabrikmäßig hergestellte Dachdeckenplatten aus eisenarmiertem Beton und Bimsbeton können schnell und einfach ohne Einschalung und unabhängig von der Jahreszeit unmittelbar auf eisernen Pfetten verlegt werden. Weitere Vorzüge: Geringe Instandhaltungskosten, feuerhemmend, lange Lebensdauer. Bimsbeton (im Neuwieder Becken gewonnen) hat gegenüber dem Kiesbeton den Vorteil großer Leichtigkeit und guter Wärmeisolierung. Die Platten kommen in drei Ausführungen zur Verwendung: a) als Stegplatten oder Stegdielen (Abb. 200a), b) als Kassettenplatten (Abb. 200b), c) als Steg-Kassettenplatten (Abb. 200c). Je nach Pfettenabstand können die Platten in Längen bis 3,00 m bezogen werden. Regelbreite 50 cm. Die Befestigung auf den Pfetten erfolgt durch hakenförmig gebogene Flacheisen, die in den Fugen verlegt werden und um die Flansche greifen. Stegplatten sind schwerer, gewähren aber wegen der Hohlräume einen besseren Wärmeschutz als Kassettenplatten. Letztere werden oft wegen der guten Untersicht bevorzugt. In den teureren Steg-Kassettenplatten sind alle Vorteile vereint.

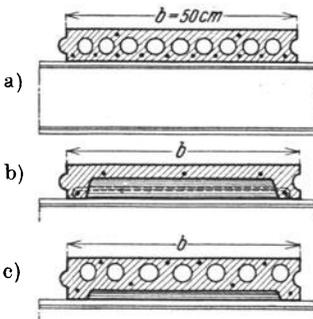


Abb. 200. Dachplatten aus Beton.

Die Fugen zwischen den Platten werden nach dem Verlegen vergossen. Ein Verputzen der Unterfläche ist meistens nicht erforderlich. Die Oberseite erhält eine Dachhaut aus ein- oder doppellagiger Dachpappe.

Für die Traufen- und Kehlenausbildung werden besondere Formplatten angefertigt.

Als weitere neuere Eindeckungen sind zu erwähnen:

Die Eindeckungen mit Leichtsteinen mit Rund- oder Flacheisen in den Fugen in Mörtelbettung (z. B. System „Zomak“).

Die Torkret-Dachhaut (= Spritzbeton auf Drahtgewebe).

Asbestzementschiefer-Platten (u. a. Eternit und Fulgurit) von 6 bis 10 mm Stärke und Längen bis 1,20 m. Sehr leicht. Kommen auch als Wellplatten zur Anwendung. Schneidbar und bohrbar.

Heraklithplatten in Stärke von 5 cm, die in gleicher Weise wie die Holzschalung auf den Sparren verlegt werden können.

Eindeckung mit verzinkten, eisernen Pfannen ($l = 200$ m, $b = 0,75$ bis $0,85$ m) und glatten, gekupferten Stahlblechen.

E. Wellblechdeckung.

Kleinste Dachneigung $h : s = 1 : 6$, $\alpha = 10^\circ$. Vorzüge des Wellblechs: große Tragfähigkeit bei geringem Eigengewicht, daher leichte Unterkonstruktion; gute Wasserabführung in den Wellentälern gestattet flache Dachneigung.

Nachteile: leichte Zerstörbarkeit durch Rost und gute Wärmeleitung; daher zur Überdeckung von Fabrikräumen wenig geeignet.

Das Wellblech kommt eben auf eisernen Pfetten und Bindern (Binderdach) oder gebogen (bombiert) ohne besondere Unterkonstruktion (frei tragendes

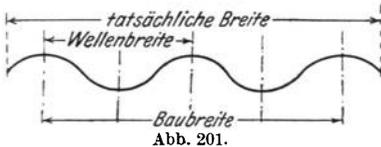


Abb. 201.

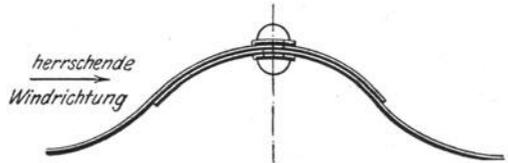


Abb. 202. Überdeckung in den lotrechten Fugen.

oder bombiertes Dach) zur Verwendung; in letzterem Falle bildet das Wellblech ein Kappengewölbe von $f = \frac{1}{4}L$ bis $\frac{1}{6}L$ Pfeilhöhe, das seinen Horizontal Schub auf durch die Längsmauern unterstützte eiserne Träger (\square - oder Γ -Eisen) überträgt, die ihrerseits zum Ausgleich des Schubs in 2 bis 4 m Entfernung durch eiserne Anker verbunden sind.

Bei den Binderdächern wird (je nach der Pfettenentfernung) ebenes und Trägerwellblech, bei den frei tragenden stets Trägerwellblech verwendet, und zwar verzinkt, 1 bis 2 mm stark. Man unterscheidet die tatsächliche Breite einer Wellblechtafel (Abb. 201) und die Nutz- oder Baubreite.

In der schrägen Dachfläche bilden sich lotrechte und waagerechte Fugen.

1. In den lotrechten Fugen überdecken sich die Tafeln der Breite nach um $\frac{1}{4}$ Wellenbreite (Abb. 202) und werden in den Wellbergen in Abständen von 400 bis 600 mm durch Niete von 6 bis 8 mm Durchmesser zusammengeheftet; unter die Nietköpfe werden zur Vergrößerung der Gesamtblechdicke runde Plättchen aus Zink oder verzinktem Eisenblech gelegt.

2. Die waagerechten Fugen werden am besten über einer Pfette angeordnet (Abb. 203). Der obere Rand der unteren Tafel wird in jedem zweiten bis dritten Wellenberg mit dem Pfettenflansch durch

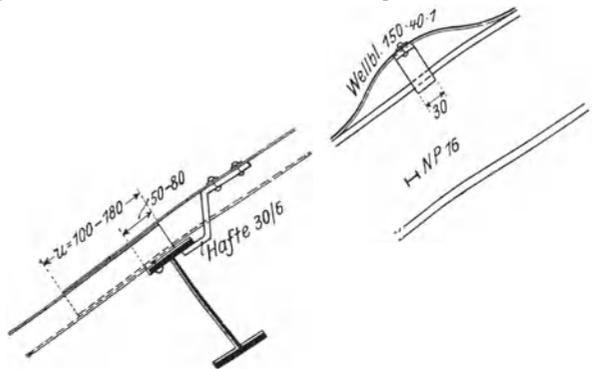


Abb. 203. Überdeckung in den waagerechten Fugen.

oben versenkte Niete von 8 bis 10 mm Durchmesser verbunden und durch den unteren Rand der oberen Tafel um 10 bis 18 cm (je nach der Dachneigung) überdeckt; letztere wird gegen Abheben durch Haften aus verzinktem Eisenblech ($\frac{30}{4}$ bis $\frac{50}{6}$) gesichert, die in jedem zweiten bis dritten Wellenberg durch 2 bis 3 Niete von 6 bis 8 mm Durchmesser angenietet sind und so unter den Pfettenflansch greifen, daß genügender Spielraum für die Bewegungen der Tafel bei Temperaturschwankungen bleibt. Eine Vernietung der sich überdeckenden

Tafeln ist bei Binderdächern entbehrlich, dagegen bei bombierten (wegen der Übertragung des Horizontalschubs) unbedingt erforderlich.

Die Überdeckung der Firstfuge erfolgt mit einem gebogenen Wellblechstreifen desselben Profils (Abb. 204), das in den Wellbergen durch 1 bis 2 Niete von 6 bis 8 mm Durchmesser angeschlossen ist.

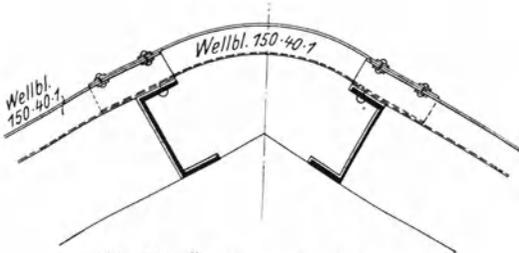


Abb. 204. Überdeckung der Firstfuge.

F. Glasdeckung.

1. Anordnung der Oberlichtflächen.

Kleinste Neigung normal $\alpha = 35^\circ$, äußerste $\alpha = 15^\circ$. Bei geringer Neigung schwer zu dichten, schnelles Verschmutzen, Schnee bleibt

liegen. Bei 35° gleitet der Schnee von selbst ab.

Die Glasfläche kann angeordnet werden:

1. in der Dachflucht (Abb. 205). Schwierige Dichtung, deshalb zu vermeiden. Günstig dagegen in den steilen Seitenflächen des Mansardendaches (Abb. 134) und beim Sheddach (Abb. 139). Bei letzterem sollen die steilen Glasflächen nach Norden hin liegen;

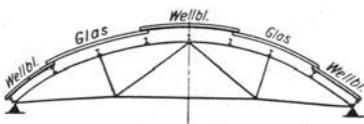


Abb. 205. Verglasung in der Dachflucht.

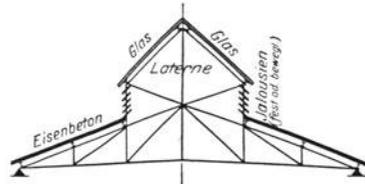


Abb. 206. Glasfläche in Laterneaufbau.

2. in einer auf dem First aufgesetzten Laterne (Abb. 206);

3. als kleine Satteldächer (= Raupenoberlicht), die mit ihrer Achse gleichlaufend mit den Bindern auf das Dach gesetzt sind (Abb. 207). Neigungswinkel 45° . Die Seitenflächen sollen nicht höher sein als die handelsübliche Länge der Glas tafeln, um waagerechte Fugen zu vermeiden. Sehr gleichmäßige Lichtverteilung, aber verhältnismäßig teure Stahlkonstruktion.

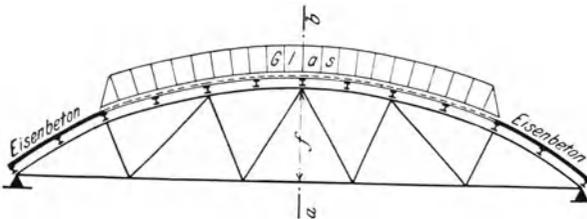
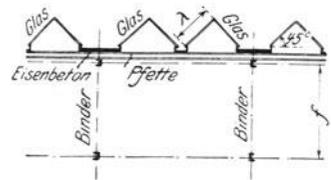


Abb. 207. In Satteldächer aufgelöste Dachfläche.



Es gibt:

2. Glassorten.

- geblasenes Rohglas, in Stärken von 3 bis 5 mm;
- gegossenes Rohglas, in Stärken von 6 bis 12 mm;
- Drahtglas, in Stärken von 5 bis 10 mm, hergestellt aus Rohglas mit einem an der Unterseite eingelegten Drahtnetz von 1 mm Dicke.

Wegen der größeren Tragfähigkeit und Feuersicherheit wird für Oberlichte meist Drahtglas verwandt. Die bei einfachem Rohglas unter den Glasflächen erforderlichen Drahtschutznetze können hierbei fortfallen.

Das Glas ist in Breitenabstufungen von 3 cm zu beziehen. Für Kittverglasung $b = 51$ bis 66 cm, für kittlose Verglasung $b = 72$ bis 84 cm. Länge der Glastafeln bis 3,00 m. Zulässige Biegebeanspruchung 70 kg/cm^2 . Die Glasdicke richtet sich nach der Sprossentfernung e , für die möglichst eine durch 5 teilbare Zahl in Zentimetern gewählt werden soll. Sie muß etwa betragen bei $e = 60 \text{ cm}$ 6 mm, bei $e = 75 \text{ cm}$ 8 mm.

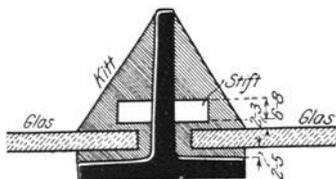


Abb. 208.

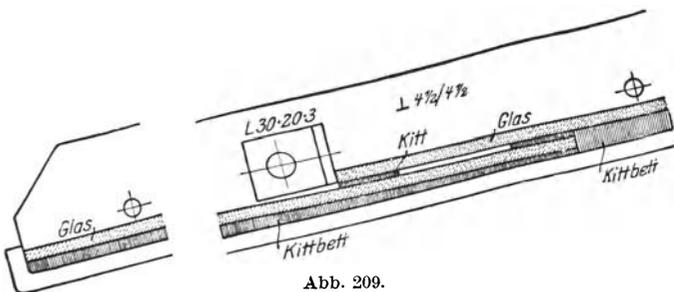


Abb. 209.

Abb. 208 und 209. L-Sprosse mit Kittverglasung.

3. Sprossen.

Sie dienen zur Auflagerung der Glastafeln.

a) Die Kittverglasung. Als Sprossenprofile werden hochstellige L-Eisen verwendet (Abb. 208). Zum Schutz gegen Abheben werden Stifte von 5 bis 8 mm Durchmesser in Abständen von 0,5 bis 1,0 m durch den Steg gesteckt. Abgleiten der Glastafeln wird verhindert durch Umbiegen des waagerechten Flansches, nachdem der Steg etwas ausgeklinkt ist (Abb. 209), bei Querstößen der Glastafeln durch seitliches Anieten kleiner Winkelblechstücke (Abb. 209) oder durch Haken aus verzinktem Eisenblech (Abb. 210).

Die Dichtung erfolgt durch Kitt. Nachteile: Die Verlegung kann nur bei trockenem Wetter erfolgen. Öfteres Nachkitten ist erforderlich, da der Kitt durch Austrocknen mit der Zeit rissig wird. Infolge der festen Verbindung zwischen Glas und Eisen durch den Kitt tritt bei Erschütterungen häufig Bruch ein, deswegen nur kleinere Glasbreiten möglich. Abtropfen des Schweißwassers ist kaum zu verhindern.

b) Die kittlose Verglasung vermeidet diese Nachteile und wird deswegen heute für Oberlichter bevorzugt. Ihre Herstellung erfolgt durch eine Reihe von Spezialfirmen mit verschiedenen, meist geschützten Sprossensystemen. Zur Verwendung kommen hauptsächlich gewälzte, oben offene Rinnensprossen mit senkrechten oder geneigten Wandungen. Die Sprossen müssen tragfähig sein. Eine einfache, ältere Ausführung ist in Abb. 211 dargestellt. In Rillen der Sprosse eingebettet liegen Dichtungsstreifen aus Filz, geteerte oder imprägnierte Stricke aus Hanf oder Jute, Bleikordeln u. dgl. Auf dieser elastischen und dichten Unterlage werden



Abb. 210. Hakenaufhängung.

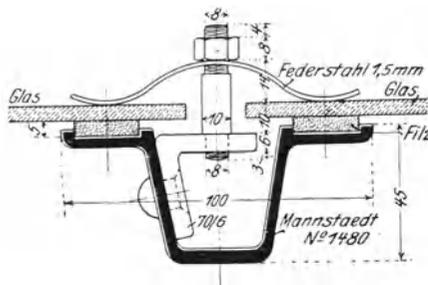


Abb. 211. Offene Rinnensprosse.

ein, deswegen nur kleinere Glasbreiten möglich. Abtropfen des Schweißwassers ist kaum zu verhindern.

b) Die kittlose Verglasung vermeidet diese Nachteile und wird deswegen heute für Oberlichter bevorzugt. Ihre Herstellung erfolgt durch eine Reihe von Spezialfirmen mit verschiedenen, meist geschützten Sprossensystemen. Zur Verwendung kommen hauptsächlich gewälzte, oben offene Rinnensprossen mit senkrechten oder geneigten Wandungen. Die Sprossen müssen tragfähig sein. Eine einfache, ältere Ausführung ist in Abb. 211 dargestellt. In Rillen der Sprosse eingebettet liegen Dichtungsstreifen aus Filz, geteerte oder imprägnierte Stricke aus Hanf oder Jute, Bleikordeln u. dgl. Auf dieser elastischen und dichten Unterlage werden

die Glastafeln durch Deckleisten festgeklemmt mit Hilfe von Schrauben, die mit im Innern der Sprosse befestigten Winkelstückchen oder Bügeln verbunden sind.

Bei der Sprosse in Abb. 212 (Sprosse „Anti-Pluvius“ der Fa. Claus Meyn) ist ein besonderer, auf Bügeln ruhender Glasträger eingebaut. Da die Hallenluft diese Sprosse außen und innen umgibt, kann ein Niederschlagen von Schweißwasser an der Sprosse selbst nicht eintreten.

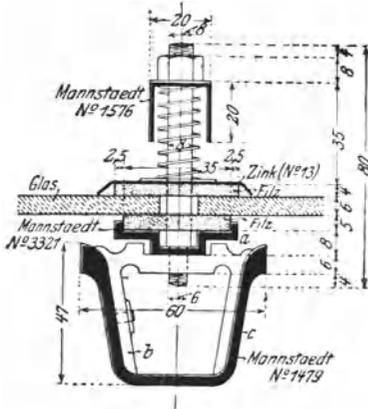


Abb. 212. Offene Sprosse mit besonderem Glasträger.

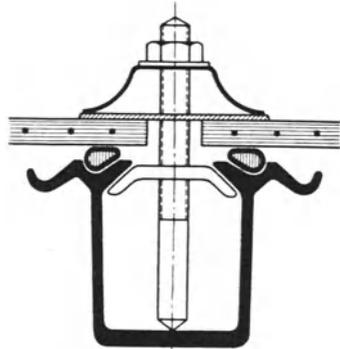


Abb. 213. Wema-Sprosse.

Bei der in Abb. 213 dargestellten Sprosse („Wema-Sprosse“ der Fa. Eberspächer) ist neben der Dichtungsrinne eine besondere Rinne zur Abführung des Schweißwassers vorhanden. Die Bügel für die Schrauben klemmen sich gegen die oberen Sprossenränder fest, wodurch Bohrungen in der Sprosse vermieden werden.

Die Sprossen erhalten zweckmäßig einen hochwertigen Rostschutz durch Verzinken, Verbleien oder auch durch Emaillierung. Alle Schrauben müssen gut verzinkt oder aus Messing sein. Eine sehr dauerhafte Deckschiene ist die in Abb. 214 verwandte Drahtglasleiste.

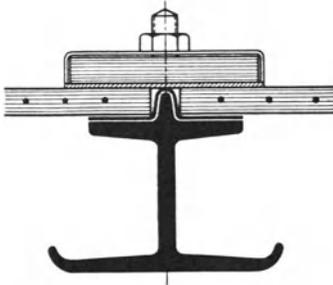


Abb. 214. Stegsprosse mit Glasdeckschiene.

Stegsprossen nach Art des in Abb. 214 dargestellten Profiles können leicht entrostet und nachgestrichen werden und sind deshalb für gut zugängliche Glasdächer zu empfehlen. Sie gewähren aber nicht die gleiche Tropfsicherheit wie die Rinnenprofile.

4. Fugendichtung.

Querstöße sind schwer zu dichten und deswegen möglichst zu vermeiden. Sie werden notwendig bei Lichtflächen von mehr als 3,0 m Breite. In den Lagerfugen überdecken sich die Glastafeln je nach der

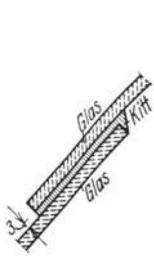


Abb. 215. Kittdichtung.

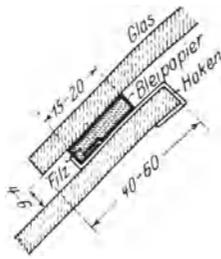


Abb. 216. Dichtung mit Bleifilzstreifen.

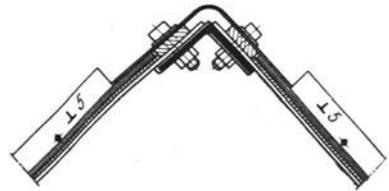


Abb. 217. Dichtung der Firstfuge.

Dachneigung um 4 bis 12 cm. Je flacher das Dach, desto größer die Überdeckung. Die Fugen werden durch Kitt (Abb. 215) oder durch einen Streifen aus 4 bis 6 mm starkem Filz mit Umhüllung aus ¼ mm starkem Walzblei (Abb. 216), auch

durch Streifen aus Glas oder Gummi geschlossen. Die Dichtung wird mit Haken aus Zink oder verzinktem Blech an der unteren Tafel aufgehängt. Die Lagerfugen können auch offen bleiben, wenn durch gebogene Haken von 2 bis 4 mm Stärke nach Abb. 210 ein Zwischenraum freigehalten wird, durch den das Schwitzwasser absickern kann.

An den waagerechten Fugen muß das Kittbett der Sprosse keilförmig gemacht werden (Abb. 209). Bei kittloser Verglasung werden die Sprossen an den Lagerfugen gekröpft, oder es wird durch Höherrücken der Befestigungsbügel um Glasstärke die glatte Überdeckung der Tafeln ermöglicht.

Die Dichtung der Firstfuge erfolgt bei \perp -Sprossen am einfachsten nach Abb. 217 mit einem Schutzblech aus 1 bis 1,5 mm starkem Zink, das auf der Glasfläche aufliegt. Die Sprossenstege werden auf die nötige Länge ausgeklinkt. Bei kittloser Verglasung wird die Dichtung in ähnlicher Weise mit gebogenen Blechen aus Zink, Kupfer, verzinktem Eisen oder auch Blei ausgeführt.

IX. Fachwerkwände und Verbände.

A. Die Wandausbildung.

Die Fachwerkwände der Stahlbauten bestehen im wesentlichen aus einem Gerippe von horizontalen Riegeln und senkrechten Pfosten oder Stielen. Die Gefache werden mit einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Ausmauerung ausgefüllt. Sie sollen nicht größer sein als etwa 16 m^2 , sonst sind Zwischenstiele zwischen den Riegeln nach Abb. 218 anzuordnen.

Bei den Außenwänden haben Riegel und Stiele den Winddruck aufzunehmen. Wenn nicht aus Festigkeitsgründen größere Profile erforderlich sind, werden sie aus $\perp 14$ und $\sqsubset 14$ gebildet, so daß die 12 cm breiten Normalsteine ohne Bearbeitung in die Flansche passen (Abb. 219a). Oft können auch vorteilhaft die leichten dünnstegigen Sonderprofile $\perp F 14$ und $\sqsubset F 14$ verwandt werden. Erhalten die Wände beiderseits Putz, so genügen auch $\perp 12$ und $\sqsubset 12$, jedoch müssen die Steine beim Anschluß behauen

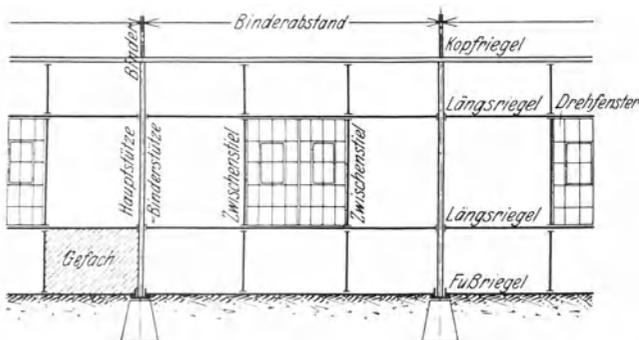


Abb. 218. Gliederung einer Fachwerkwand.

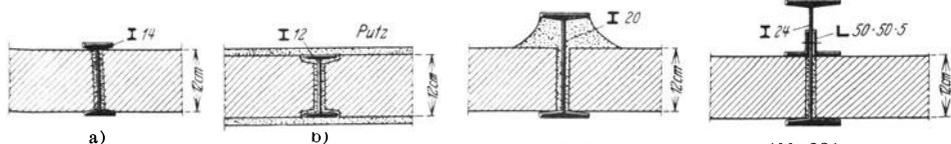


Abb. 219a und b.

Abb. 220.

Abb. 221.

Abb. 219 bis 221. Wandanschlüsse an Fachwerkstiele.

werden (Abb. 219b). Bei höheren Profilen erfolgt entweder eine Ausfüllung des Zwischenraums mit Beton (Abb. 220) in Form einer Stelzung, oder es sind zur Fassung der Wand kleine Winkel an die Stege zu nieten (Abb. 221).

Während bei beiderseitigem Maueranschluß \perp -Profile gewählt werden, sind \sqsubset -Profile zweckmäßig für die Kopf- und Fußriegel (Abb. 224a), für die Eck-

stützen, die oft nach Abb. 222 ausgebildet werden, für den Anschluß von Zwischenwänden (Abb. 223) und für Fenster- und Türöffnungen (Abb. 229).

Der Fußriegel (= Schwelle) besteht aus einem auf dem Sockel verlegten und durch Steinschrauben befestigten \square -Profil (Abb. 224a) oder aus zwei Winkeln (Abb. 224b). Oft wird auch die Wand ohne Riegel unmittelbar auf den Sockel gesetzt.

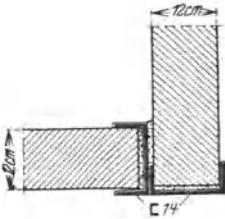


Abb. 222. Eckstütze mit Wandanschluß.

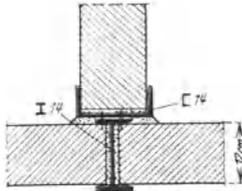


Abb. 223. Anschluß einer Zwischenwand.

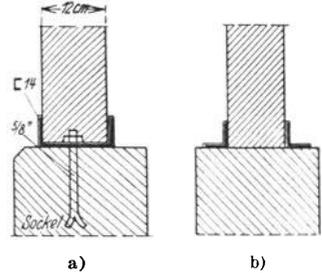


Abb. 224 a und b. Fußriegel.

Die Anschlüsse der Riegel an die Stiele erfolgen nach Abb. 225 mit Hilfe ungleichschenkliger Winkel. Bei den geringen Kräften genügen fast immer zwei Niete $\varnothing 17$ mm bzw. zwei $5/8$ "-Schrauben. Derartige Anschlüsse für Fachwerk-wände von $\square 14$ und $\square 14$ an verschieden hohe \square - und \square -Profile sind in DIN 1005 und 1006 genormt.

Die Zwischenstiele werden entweder mit einer Steinschraube mit dem Sockel befestigt (Abb. 226) oder etwa 15 cm in denselben eingelassen (Abb. 227). Bei den Hauptstützen wird infolge der größeren Drücke die Ausbildung eines Stützenfußes (vgl. Abb. 110), sowie eines besonderen Fundamentkörpers erforderlich.

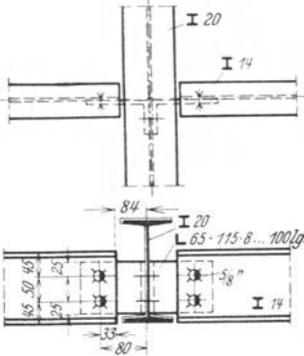


Abb. 225. Riegelanschluß.

In der Wandebene liegende Streben werden am einfachsten durch außen oder innen oder auch beiderseits auf die Wand gelegte Flach-eisen oder Winkel-eisen gebildet. Sie werden in den Ecken durch Knotenbleche an die Riegel und Stiele angeschlossen.

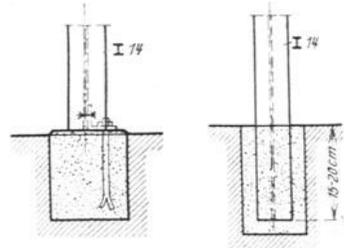


Abb. 226.

Abb. 227.

Abb. 226 und 227. Fußbefestigung der Zwischenstiele.

Die Fenster werden zuweilen aus Gußeisen, meistens aber aus Baustahl hergestellt. Der Rahmen der geschmiedeten Fenster (Abb. 228) besteht gewöhnlich aus einem \square -Profil oder aus Sonderprofilen, die Sprossen aus \perp -Profilen. Die Verbindungen dieser Profile werden in der verschiedensten Weise durch Ausklinken, Kröpfen, Nieten und Schweißen hergestellt. In die Fenster können Lüftungsflügel eingebaut werden (vgl. DIN 1001, 1003, 1004).

Häufig werden in den Seitenwänden auch durchgehende Lichtbänder angeordnet (vgl. Abb. 231). Der Rahmen besteht aus kleinen \square -Profilen; auf ihnen werden Sprossen aus \perp -Profilen in einem den handelsüblichen Glasbreiten von ca. 60 bis 70 cm entsprechenden Abstand mit Schrauben befestigt (Abb. 229).

Statt der Ausmauerung kann auch eine Bekleidung mit flachem, verzinktem Wellblech oder mit glatten, gekupferten Stahlblechen erfolgen, die außen über dem Stahlgerippe angebracht werden. Zur Verbesserung des Wärmeschutzes wird innen eine Holzbekleidung eingebaut; der Zwischenraum wird mit wärmeisolierenden Stoffen, wie Sägemehl, Asche, Torfmull, Holz-

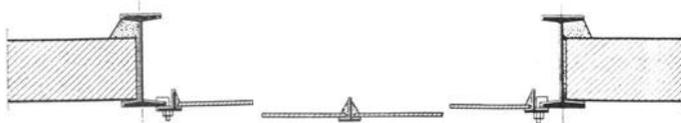


Abb. 228. Geschmiedeter Fensterrahmen.

wolle usw. ausgefüllt. Für die Wellblechwände sind dieselben Grundsätze bezüglich Stoßanordnung, Befestigung usw. zu beachten wie für die Dacheindekungen in Wellblech. Für Riegel und Zwischenstiele können kleinere Profile verwandt werden, sofern sie statisch ausreichen. In Abb. 230 ist die Befestigung am Fußriegel, der aus einem L-Profil besteht, dargestellt.

Neuerdings werden auch mehrstöckige Bauten, insbesondere vielstöckige Hochhäuser, vorzugsweise in Stahlbauweise als Skelettbauten errichtet. Das Gerippe solcher Bauten besteht aus einem System von Stützen, Wandunterzügen und Deckenträgern aus Stahl. Die Mauern sind nicht, wie bei reinen Ziegelbauten, selbsttragend, sondern werden in jedem Geschoß durch Unterzüge abgefangen, die ihr Gewicht an die Stützen weitergeben. Die Wände können deshalb unabhängig von der Höhe des Bauwerks überall in gleicher Stärke ausgeführt werden; nur die Querschnitte der Stützen nehmen entsprechend den wachsenden Lasten von oben nach unten zu. Die Wände haben nur noch die Aufgabe der Raumabschließung. Sie werden deshalb aus Baustoffen hergestellt, die bei leichtem Gewicht einen möglichst guten Wärmeschutz bilden. Vielfach kommen fabrikmäßig hergestellte Platten aus Bimsbeton, Gasbeton, Aerokret u. ä. für die Ausfüllung der Gefache zur Verwendung. An den

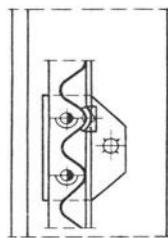
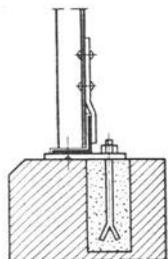


Abb. 230. Wellblechansluß am Fußriegel.

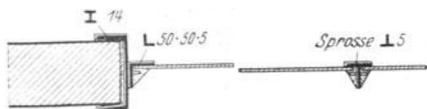


Abb. 229. Schnitt durch Lichtband in Kittverglasung.

Stützen wird wegen der starken Wärmeleitung des Stahles ein besonders guter Wärmeschutz durch Anbringung von Korkplatten, Torftafeln usw. erstrebt.

B. Die Verbände.

Die Windverbände haben die Aufgabe, das Stahlbauwerk gegen den auf die Wände und auf das Dach wirkenden Wind standsicher zu machen. Es muß der auf die Seitenwände gerichtete Wind, der „Seitenwind“, ebenso wie der auf die Stirnwände gerichtete, der „Giebelwind“, einwandfrei aufgenommen und in die Fundamente abgeleitet werden. Je nach dem statischen Aufbau des Bauwerks können Verbände von recht verschiedener Anordnung notwendig sein. Die Diagonalen werden grundsätzlich so gelegt, daß sie auf Zug beansprucht sind. Bei gekreuzten Diagonalen wird nur die als wirksam betrachtet, die bei dem angenommenen Belastungszustand Zug erhält.

Entsprechend den Hochbauvorschriften ist für Wind pro m² einzusetzen: 1. Für Wände bis 15 m Höhe 100 kg, für 15 bis 25 m Höhe 125 kg, bei mehr als 25 m Höhe 150 kg. 2. Für Dächer bis 25 m Höhe 125 kg, für mehr als 25 m Höhe 150 kg pro m² senkrecht getroffener Fläche.

Der auf die Wandteile wirkende Winddruck wird durch Riegel und Zwischenpfosten auf die Hauptstützen übertragen. Sind diese, wie in Abb. 112, unten in ihrem Fundament eingespannt, so ist jedes Stützenpaar mit dem zugehörigen Binder für sich gegen den Seitenwind standsicher. Es werden große Fundamente

notwendig, damit die Bodenpressungen trotz des Einspannungsmomentes die zugelassenen Werte nicht überschreiten.

Auch Rahmenbinder nach Abb. 153 bis 155 sind in der Lage, für sich den Seitenwind aufzunehmen und in ihre Fundamente abzuleiten. Die Fundamente

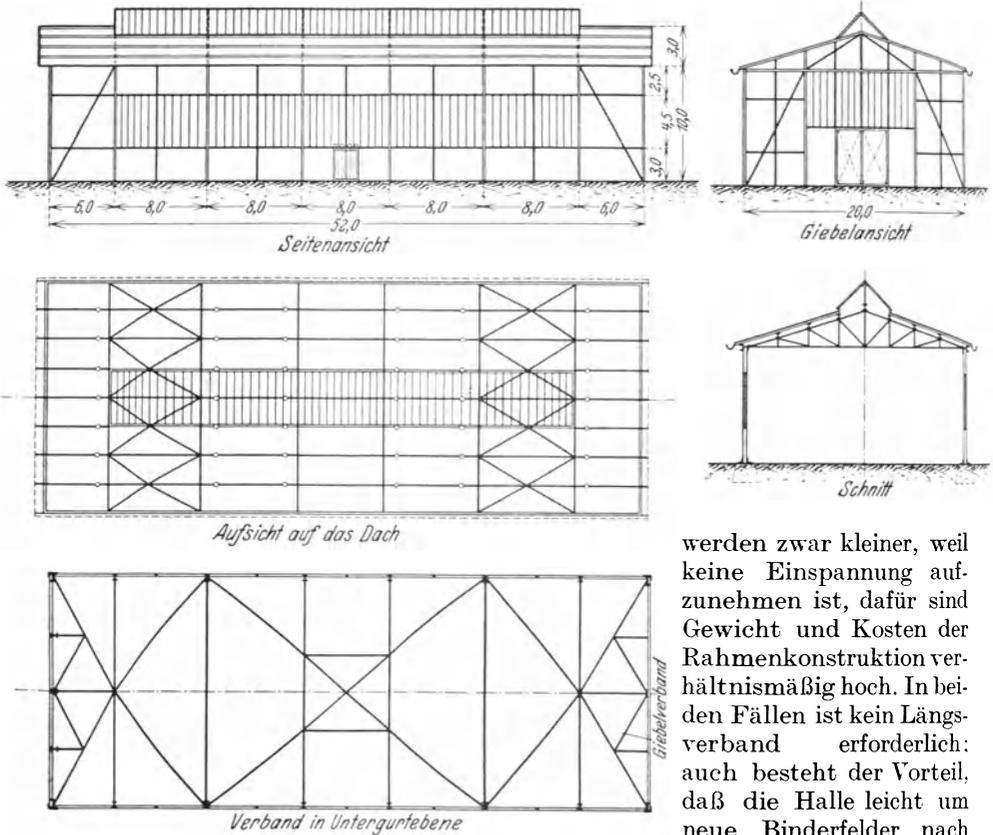


Abb. 231. Halle mit Pendelstützen.

werden zwar kleiner, weil keine Einspannung aufzunehmen ist, dafür sind Gewicht und Kosten der Rahmenkonstruktion verhältnismäßig hoch. In beiden Fällen ist kein Längsverband erforderlich: auch besteht der Vorteil, daß die Halle leicht um neue Binderfelder nach beiden Seiten hin verlängert werden kann.

Die billigste Ausführung einer Halle in bezug auf die Gesamtkosten ergibt sich meistens bei Anordnung von Pendelstützen, wobei zur Festhaltung der Stützenköpfe ein Längsverband in Höhe derselben notwendig wird. In Abb. 231 ist eine einfache Halle dieser Art mit den erforderlichen Verbänden dargestellt. Der Längsverband liegt in der Ebene des Untergurtes. Die Hauptstützen der Seitenwand werden nach Abb. 232 durch den Wind als Träger auf zwei Stützen belastet. Der obere Auflagerdruck B muß durch den

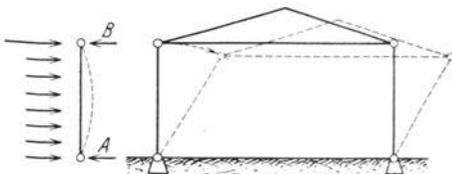


Abb. 232. Wirkung des Seitenwindes.

Längsverband aufgenommen und nach den Giebelwänden abgeleitet werden, die deshalb durch Diagonalen oder Rahmenverbände auszusteuern sind. Die Giebelstützen werden ebenfalls als Pendelstützen ausgebildet; sie legen sich oben gegen einen Giebelverband, der in derselben Höhe wie der Längsverband liegen kann.

Sein in horizontaler Richtung wirkender Auflagerdruck wird abgefangen durch Diagonalverbände, die in den Endfeldern der Längswände liegen.

Leichte Verbände aus gekreuzten Diagonalen werden außerdem in der Obergurtebene in einzelnen Binderfeldern angeordnet. Sie dienen als Montageverband, um das Eisengerippe schon während des Aufstellens stand-sicher zu machen. Gleichzeitig müssen sie in Längsrichtung des Daches wirkende Winddrücke, die z. B. durch Aufbauten verursacht werden, aufnehmen. Bei kurzen Hallen genügt es, ein Feld auszukreuzen.

X. Treppen.

A. Allgemeines.

Nach der Grundrißanordnung sind zu unterscheiden:

1. geradläufige Treppen, und zwar einarmige (Abb. 233a) und dreiarmige (Abb. 233b);

2. Treppen mit einzelnen Wendelstufen;

3. Wendeltreppen (Abb. 240) und gewundene Treppen.

Aus Flußstahl werden hauptsächlich geradläufige Treppen ausgeführt. Für Treppen mit Wendelstufen und für gewundene Treppen ist Ausführung in Holz oder Eisenbeton einfacher. Wendeltreppen werden häufig aus Gußeisen hergestellt.

Als einzelne Teile (Abb. 234) einer Treppe sind hervorzuheben:

1. Die Stufen. Durch das Verhältnis der Höhe s der lot-rechten Setzstufe und der Auftrittsbreite b der waagerechten Trittstufe wird die Steigung der Treppe bestimmt. Ein gutes Steigungsverhältnis ergibt sich bei $2s + b = 63$ cm. Bei gewöhnlichen Treppen ist $s : b = 18 : 27$ cm. ($2 \cdot 18 + 27 = 63$ cm.) Für Haupttreppen in Wohngebäuden wird $s = 16$ bis 17 cm gewählt, d. h. 6 Stufen auf 1 m Höhe. Bei $s > 20$ cm wird die Treppe unbequem.

2. Die Wangen. Sie bestehen bei Baustahl-Treppen aus \square - oder Γ -Profilen oder aus Flach-

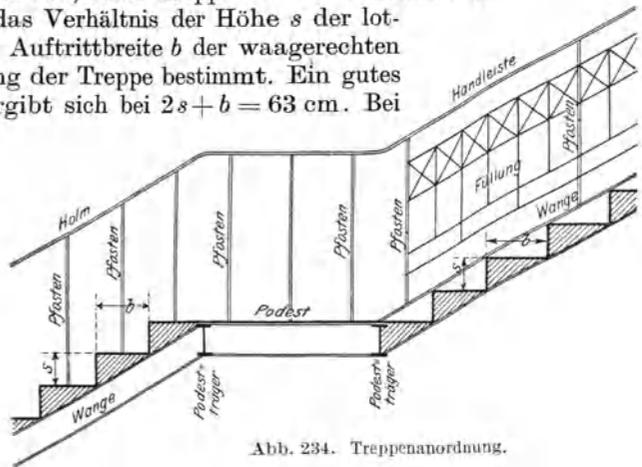


Abb. 234. Treppenanordnung.

eisen mit aufgenieteten Winkelprofilen, bei untergeordneten, kurzen Treppenläufen zuweilen nur aus Flacheisen. Bei der aufgesattelten Treppe liegen die Stufen auf den Wangen (Abb. 234 links), bei der eingeschobenen Treppe zwischen den Wangen (Abb. 234 rechts). Die Treppenbreite soll bei Fabrik-treppen mindestens 1,25 m sein. Für wenig begangene Treppen genügt 1,0 m, äußerst 0,8 m.

3. Die Podestträger. Sie tragen die Podeste, die als Ruheplätze am besten nach je 10 bis 15 Stufen einzuschalten sind. Jeder Treppenlauf soll höchstens 18, wenigstens aber 3 Stufen haben. Zwischen zwei übereinanderliegenden Läufen ist mindestens 1,80 m freie Höhe erforderlich, damit die Treppe kopffrei ist.

Die Breite der Podeste ist mindestens gleich der Treppenbreite zu wählen, die Länge möglichst gleich einem Vielfachen der Schrittweite (0,6 m).

4. Das Geländer. Es kann aus Baustahl und aus Gußeisen hergestellt werden und besteht aus Handleiste (Holm) und Pfosten. Sind diese in weiten Abständen (Abb. 234 rechts) angeordnet, so sind zwischen ihnen weitere Füllstäbe erforderlich. Die Geländerpfosten sind durch Nieten oder Schrauben an den Wangen befestigt (Abb. 237 und 238).

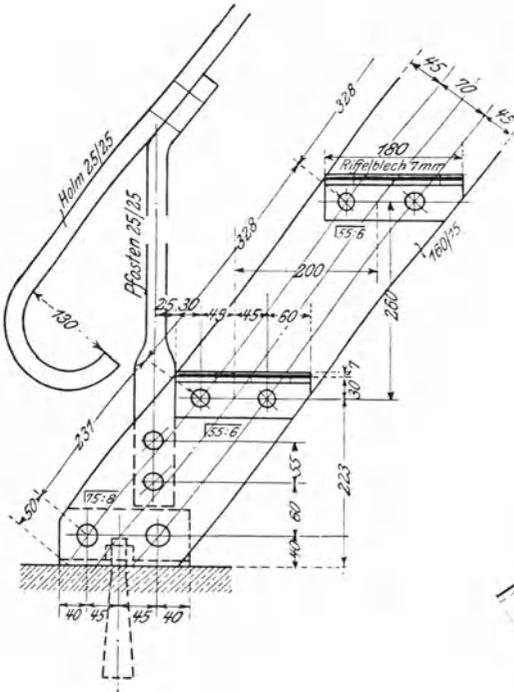


Abb. 235. Einfache Nutztreppe ohne Setzstufen.

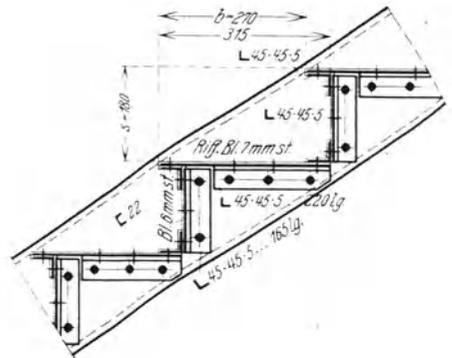


Abb. 236. Treppe mit Tritt- und Setzstufen aus Stahl.

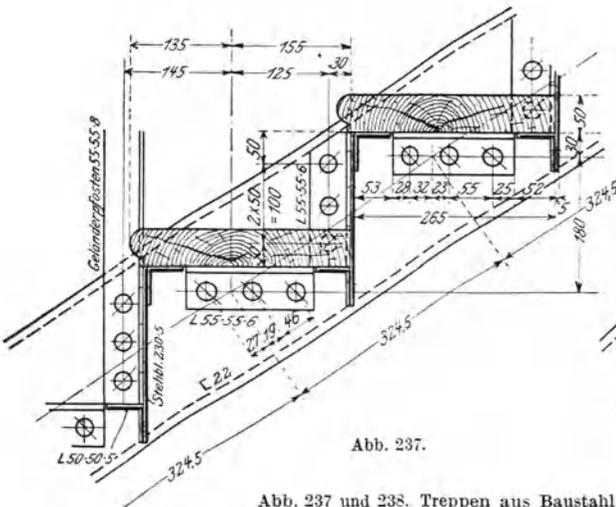


Abb. 237.

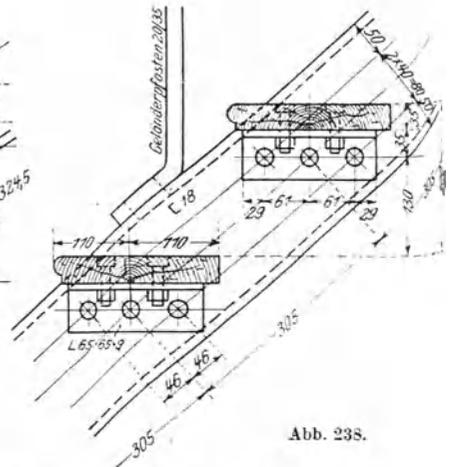


Abb. 238.

Abb. 237 und 238. Treppen aus Baustahl mit hölzernen Trittstufen.

B. Geradläufige stählerne Treppen.

Hierzu können alle Treppenläufe gerechnet werden, deren Wangen aus Stahlprofilen bestehen. Bei rein stählernen Treppen sind auch die Stufen aus Stahl.

Die Trittstufen bestehen aus 6 bis 8 mm starkem Riffel- oder Warzenblech und ruhen auf mit den Wangen vernieteten L-Profilen. Bei mehr als 0,6 m Treppenbreite ist eine Verstärkung gegen Durchbiegen durch untergenietete Saumwinkel (L 45 × 45 × 5 bis L 60 × 60 × 8) erforderlich. Bei einfachen Gebrauchstrepfen fehlen die Setzstufen oft ganz (Abb. 235); sonst werden sie aus 5 bis

8 mm starkem, glattem oder durchbrochenem Blech gebildet und an die Trittstufen, bei besserer Ausführung auch an die Wangen mit L-Profilen angeschlossen (Abb. 236).

Stärker begangene Treppen erhalten gewöhnlich Holz- oder Steinstufen. Abb. 237 und 238 zeigen Treppen mit hölzernen Trittstufen mit und ohne Setzstufen, wobei letztere Ausführung

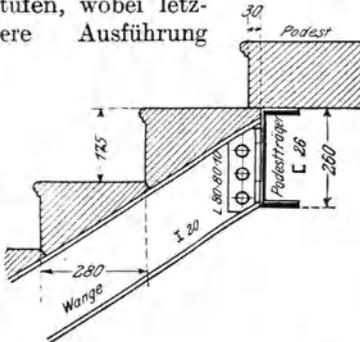


Abb. 239. Treppe mit Blockstufen.

wieder nur für einfache Nutztrepfen in Frage kommt. In Abb. 239 ist eine Treppe mit Stahlwangen und aufgelagerten Blockstufen dargestellt, die aus Werkstein, Kunststein, Beton oder Eisenbeton gefertigt sein können. Endlich kommen insbesondere im Wohnungsbau Treppen mit Stahlwangen und zwischengespannten gewölbten oder ebenen Decken in Eisenbeton und Steineisen zur Ausführung.

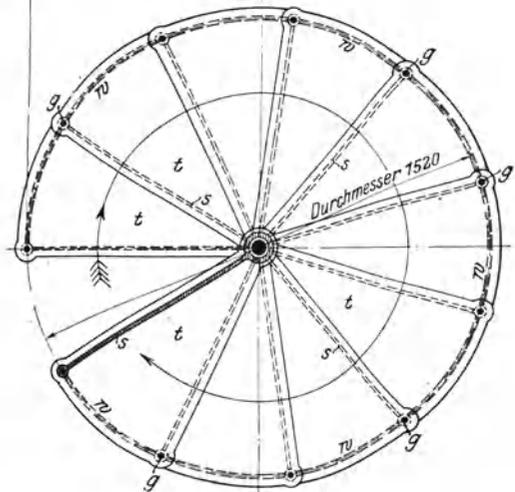
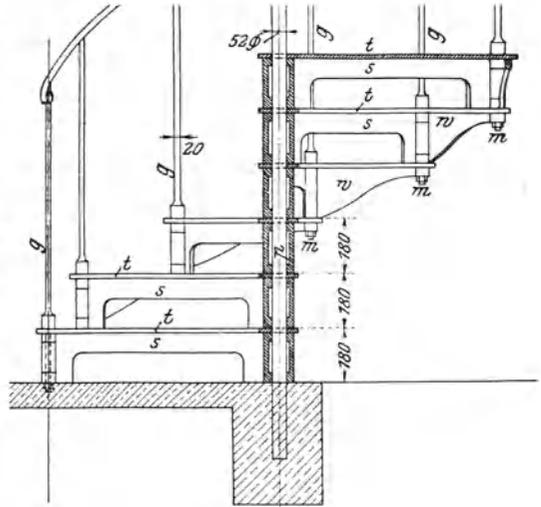


Abb. 240. Gußeiserne Wendeltreppe.

C. Wendeltreppen.

Sie werden bei beschränkten Raumverhältnissen angewandt und mit 0,8 bis 2,5 m Durchmesser meistens aus Gußeisen, zuweilen auch aus Flußstahl hergestellt.

Abb. 240 zeigt eine gußeiserne Wendeltreppe. Sie besteht aus einer Spindel *p* aus Rundstahl oder Gasrohr, die unten fest in Mauerwerk oder Beton gelagert ist, aus den nach einem Kreisabschnitt geformten Trittstufen *t*, den geraden Setzstufen *s* und den ge-

krümmten Wangenstücken w . Die Stufen erhalten innen Bohrungen p zum Überschieben über die Spindeln und außen Bohrungen p zum Durchstecken der Geländerstäbe; diese bestehen aus Rundstahlstäben und sind unten mit einem Gewinde versehen. Durch Anziehen der Muttern m werden alle Teile fest zusammengepreßt.

XI. Geschweißte Stahlkonstruktionen.

A. Allgemeines.

Die ständigen Fortschritte der Schweißtechnik haben dazu geführt, daß auch im Stahlbau die altbewährte Nietung zum Teil durch die Schweißung verdrängt wird. Zwar ist heute der Anteil geschweißter Stahlbauteile gegenüber den genieteten noch gering; doch ist mit einem weiteren Vordringen der Schweißtechnik zu rechnen, wenn auch ein völliger Ersatz der Nietung in absehbarer Zeit kaum zu erwarten ist.

Zahlreiche Versuche der letzten Jahre haben bestätigt, daß bei sachkundiger Ausführung geschweißte Stöße und Anschlüsse in technischer Hinsicht genieteten gleichwertig sind. Hemmend wirkte bisher der Mangel an einem einfachen und doch sicheren Prüfverfahren, wie es bei der Nietung vorhanden ist im Abklopfen der Niete mit einem Hammer, sowie das Fehlen amtlicher Vorschriften. Diese sind inzwischen gemeinsam von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und vom Preußischen Minister für Volkswohlfahrt am 10. Mai 1931 eingeführt als „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“. Erschienen als DIN 4100.

Für die weitere Ausbreitung der Schweißtechnik wird in Zukunft die Frage der Wirtschaftlichkeit entscheidend sein, die heute noch nicht einwandfrei geklärt ist. Zweifellos wird durch den Fortfall von Stoßlaschen, Knotenblechen, Anschlußwinkeln usw., sowie dadurch, daß bei Zugstäben keine Querschnittsvergrößerung wegen der Nietschwächung eintritt, eine erhebliche Materialersparnis erzielt, die bei den meisten Konstruktionen mit 10 bis 15% angenommen werden kann; dieser Vorteil wird aber oft noch aufgehoben durch Mehraufwand an Löhnen und anderen Herstellungskosten.

Die Schweißung gestattet eine größere Freiheit in der Formgebung der Einzelteile. Nachträgliche Verstärkungen und Änderungen sind leicht auszuführen. Die unangenehmen Nietgeräusche fallen fort.

Schwierigkeiten machen in der Werkstatt die Verziehungen, die durch die Schrumpfspannungen der Schweißnähte in den Bauteilen entstehen. Durch besondere Vorrichtungen werden die Arbeitsstücke während des Schweißens festgehalten, um sie an gegenseitigen Verschiebungen zu hindern.

Die Güte der Schweißarbeit ist stark abhängig von der Ausbildung und der Zuverlässigkeit des Schweißers; aus diesem Grunde ist eine sich von Zeit zu Zeit wiederholende praktische Prüfung derselben sowie eine sehr eingehende Bauüberwachung vorgeschrieben.

B. Die Schweißverfahren.

1. Die Lichtbogenschweißung. Im Stahlbau kommt vorläufig ganz überwiegend die Lichtbogenschweißung zur Anwendung. Sie benutzt den elektrischen Strom (Gleich- oder auch Wechselstrom) in Gestalt des von dem einen Pol eines Spannungskreises zum entgegengesetzten überspringenden Lichtbogens zur Verflüssigung des Stahles. Der Lichtbogen entsteht durch Annäherung einer Metall-elektrode an das mit dem anderen Pol verbundene Werkstück, wobei die Elektrodenspitze abschmilzt und so den Zusatzwerkstoff liefert. Gleichzeitig wird an der nächsten gegenüberliegenden Stelle des Werkstückes eine so starke Erwärmung hervorgerufen, daß auch hier der Stahl schmilzt und sich eine kleine,

mit flüssigem Metall angefüllte Mulde bildet. Es findet so eine innige Verschmelzung mit dem abtropfenden Elektrodenmetall statt. Als Elektroden werden Stahldrähte verschiedener Zusammensetzung benutzt. Sie sind oft mit einer Umhüllung umgeben, die die Aufgabe hat, beim Abbrennen eine zu starke Oxydierung des Stahles zu verhindern; gleichzeitig enthält sie Veredlungsstoffe zur Erzielung besonderer Eigenschaften der Schweißnaht.

2. Die Gasschmelzschweißung. Es kommt hauptsächlich die Azetylen-Sauerstoff-Flamme zur Verwendung. In die Stichflamme des Schweißbrenners wird ein Schweißdraht hineingeführt und zum Abschmelzen gebracht. Gleichzeitig wird die Schweißstelle durch die Flamme so weit erhitzt, daß sie flüssig wird. Da die Temperatur wesentlich niedriger liegt als beim elektrischen Lichtbogen, ist eine Erhitzung der Arbeitsstelle durch die Flamme in größerer Ausdehnung notwendig, so daß stärkere Verziehnungen entstehen. Die Verwendung der Brennerflamme im Stahlbau beschränkt sich deshalb im wesentlichen auf die Schneidarbeit, wobei sich glattere und genauere Schnitte als mit dem Flammbogen erzielen lassen.

3. Die elektrische Widerstandsschweißung ist noch in der Entwicklung begriffen und hat bisher nur beschränkte Anwendung im Stahlbau gefunden, vorwiegend zum Ersatz von Heftnieten.

C. Die Schweißnähte.

Maßgebend für die Berechnung ist die Länge und Dicke der Schweißnähte.

Alle Nähte müssen so angeordnet werden, daß sie bequem ausführbar sind. Überkopf-Schweißungen können nur von besonders geübten Schweißern einwandfrei hergestellt werden und sind deshalb auf der Baustelle grundsätzlich zu vermeiden. Nach der Anordnung der Schweißnähte wird unterschieden zwischen Kehlschweißung, Stumpfschweißung und Schlitz- oder Lochschweißung.

Die Bezeichnungen sind aus der beigefügten, der DIN 4100 entnommenen Tafel VII (s. S. 90) zu ersehen.

1. Kehlnähte (Abb. 241) sind am leichtesten auszuführen und gelangen deshalb überwiegend zur Anwendung. Die Schweißnaht muß gut in die Ecke (= Wurzel) eindringen. Spitze Winkel sind deshalb zu vermeiden. Je nach der Menge des eingebrachten Schweißgutes wird unterschieden:

- a) die ebene Schweißnaht (Abb. 241 a);
- b) die volle Schweißnaht (Abb. 241 b);
- c) die leichte Schweißnaht (Abb. 241 c).

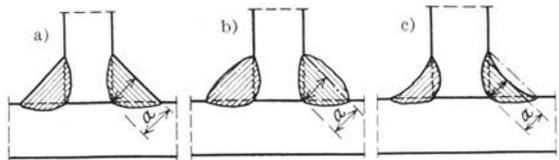


Abb. 241. Kehlnähte.

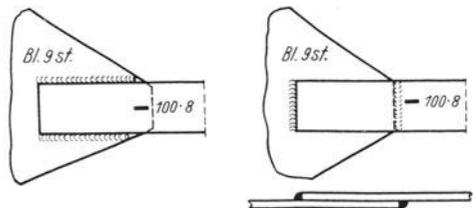


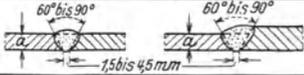
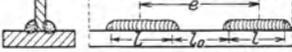
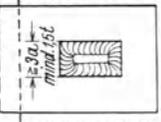
Abb. 242a. Flankennaht.

Abb. 242b. Stirnnaht.

Die gebräuchlichste ist die ebene; sie hat rechnerisch die gleiche Tragkraft wie die volle Naht. Die leichte Naht ist erheblich schwächer und dient meist nur als Heftnaht.

Je nach der Lage wird bei Anschlüssen unterschieden zwischen Flanken- und Stirnnähten (Abb. 242a und b). Flankennähte sind zu bevorzugen.

Tafel VII. Sinnbilder für Schweißnähte (nach DIN 4100)¹.

Art	Sinnbild in Anwendung für Ansicht bezw. Aufsicht Querschnitt		
Stumpfnähte			
V-Naht 			
X-Naht 			
Bezeichnung: Nach Nahtdicke a und Länge l z.B. V-Naht $\frac{12(a)}{300(l)}$ 			
Werden die Schweißbulste zwecks Überdeckung durch einen Bauteil (z.B. Flacheisen) abgearbeitet, so erhalten die Sinnbilder statt Kreisbogen gerade Striche.			
Kehlnähte			
Volle Kehlnaht durchlaufend 			
Leichte Kehlnaht 			
Volle Kehlnaht unterbrochen 			
Bezeichnung: Die Kehlnähte werden nach d. Kehle a und d. Länge l d. Naht bezeichnet Beispiel: Kehlnaht $\frac{10(a)}{300(l)}$ Bei unterbrochenen Kehlnähten ist das Maß der Unterbrechung $10(a)$, $e=110$ von Mitte zu Mitte Schweißse in der Zeichnung anzugeben $50(l)$			
Schlitznähte			
Langloch-Schlitz eckig 			
Langloch-Schlitz abgerundet 			
Rundloch 			
Bezeichnung: Die Schlitznähte werden nach der Blechdicke t , der Nahtdicke a und der abgewinkelten Nahtlänge l bezeichnet. Beispiel: Schlitz eckig $\frac{10 \cdot 2(t \cdot a)}{150}$ abgerundet $\frac{10 \cdot 2(t \cdot a)}{150}$ Rundloch $\frac{10 \cdot 2(t \cdot a)}{95}$			

Für Zug und Druck wird die Spannung σ der Schweißnaht errechnet nach der Formel: $\sigma = \frac{P}{\Sigma(a \cdot l)}$.

Hierin bedeuten P die zu übertragende Kraft,

l die Länge der Schweißnähte ohne Endkrater,

a die Dicke der Schweißnähte, die nach Abb. 245 zu rechnen ist (= Höhe des eingeschriebenen, rechtwinkligen Dreiecks).

$\Sigma(a \cdot l)$ ist demnach der rechnerische Gesamtquerschnitt der Schweißnähte.

¹ Wiedergabe erfolgt mit Genehmigung des Deutschen Normenausschusses. Verbindlich ist die jeweils neueste Ausgabe des Normblattes im Dinformat A 4, das durch den Beuth-Verlag, GmbH, Berlin S 14, zu beziehen ist.

Die zulässige Spannung beträgt $\rho = 0,5 \sigma_{zul}$, also 600 oder 700 kg/cm² für St 37, je nachdem ob mit $\sigma_{zul} = 1200$ oder mit 1400 kg/cm² gerechnet wird.

17. Aufgabe. Anschluß eines $\square 24$ an ein Knotenblech erfolgt durch zwei Flankennähte $\frac{12}{350}$ (d. h. 12 mm dick und 350 mm lang). Die Spannung ist nachzurechnen (Abb. 243).

Auflösung:

$$P = 50 \text{ t}, \quad F = 42,3 \text{ cm}^2, \quad \sigma = \frac{50}{42,3} = 1,182 \text{ t/cm}^2.$$

$$\rho = \frac{50}{2 \cdot 1,2 \cdot 35} = 0,596 \text{ t/cm}^2.$$

Bei $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ wird $\rho_{zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$.

Die Nähte sind symmetrisch zur Schwerachse verteilt; unsymmetrische Verteilung würde Nebenspannungen erzeugen.

18. Aufgabe. Ein Zugstab $\perp 80 \times 120 \times 10$ mit $F = 19,1 \text{ cm}^2$ ist anzuschließen (Abb. 244). Die Schweißnähte sind zu bestimmen.

Auflösung:

Da $\rho = 0,5 \sigma_{zul}$, muß $\sum a \cdot l = F_{Nähte}$ doppelt so groß als F sein.

$$F = 19,1 \text{ cm}^2. \quad \text{Erforderlich: } F_{Nähte} = 2 \cdot 19,1 = 38,2 \text{ cm}^2.$$

Bei $s = 10 \text{ mm}$ wird nach Abb. 245 $a = \frac{s}{2} \sqrt{2} = 0,7 \text{ cm}$ gewählt.

$$l_{erf} = \frac{F_{Nähte}}{a} = \frac{38,2}{0,7} = 54,6 \text{ cm}.$$

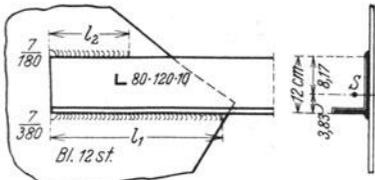


Abb. 244. Anschluß eines \perp -Eisens.

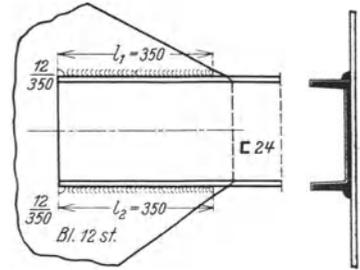


Abb. 243. Anschluß eines \square -Eisens.

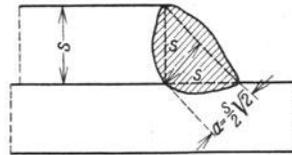


Abb. 245.

Die Nähte sind ihrer Länge nach so auf beide Seiten des Winkels zu verteilen, daß der Schwerpunkt ihrer Flächen mit der Schwerlinie des Winkels zusammenfällt. Es wird

$$l_1 = \frac{8,17}{12,0} \cdot 54,6 = 37,2 \text{ cm}$$

und

$$l_2 = \frac{3,83}{12,0} \cdot 54,6 = 17,4 \text{ cm}.$$

Gewählt: $l_1 = 38 \text{ cm}$, $l_2 = 18 \text{ cm}$.

Die Schweißnaht am Rücken kann auch dicker ausgeführt werden, um eine kürzere Länge l_2 zu erreichen. Bei $a = 10 \text{ mm}$ z. B. wird $l_1 = \frac{7}{10} \cdot 37,2 = 26 \text{ cm}$.

Bei langen Nähten können durch die Schrumpfspannungen leicht Verziehungen eintreten. Es empfiehlt sich dann, unterbrochene Nähte (vgl. Abb. 247) auszuführen und durch geeignete Reihenfolge der Schweißungen die Gefahr von Verwerfungen zu verringern. Soll Eindringen von Wasser vermieden werden, müssen die Zwischenräume zwischen den tragenden vollen Nähten durch leichte Schweißnähte ausgefüllt werden.

2. Stumpfnähte. Um die Einführung der Elektrode zu erleichtern, werden die Kanten der Bleche vorher bis auf 3 mm gebrochen, so daß entweder eine V-Naht (Abb. 246 a) oder eine X-Naht (Abb. 246 b) entsteht. Als rechnerische Dicke a der Schweißnaht rechnet die Blech-

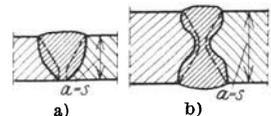


Abb. 246. Stumpfnähte.

stärke, bei verschiedener Stärke die kleinere. Die zulässigen Spannungen ρ für Stumpfnähte betragen:

- für Zug $\rho_{zul} = 0,6 \sigma_{zul}$,
- „ Druck $\rho_{zul} = 0,75 \sigma_{zul}$,
- „ Abscheren $\rho_{zul} = 0,5 \sigma_{zul}$.

Biegung wie Zug und Druck.

Die Bezeichnung der Nähte erfolgt nach Dicke und Länge, z. B.: V-Naht $\frac{10}{250}$.

3. Schlitz- bzw. Lochnähte. Sie kommen zur Anwendung, wenn die Kehlnähte allein die Kräfte nicht aufnehmen können. Bei gedrückten Gurtplatten müssen sie angeordnet werden, wenn deren Breite das 30fache der Dicke übersteigt. Um ein bequemes Einführen der Elektrode zu sichern, ist für die Schlitzlöcher eine Mindestbreite von $3a$ ($a =$ Stärke der Naht) bzw. $1,5t$ ($t =$ Blechstärke) vorgeschrieben (vgl. Tafel VII). Die nach dem Einschweißen der Ecken verbleibenden Lücken werden ebenfalls mit Schweißgut ausgefüllt oder mit Asphalt. Für die Kraftübertragung darf die Füllung nicht berücksichtigt werden. Bei der Berechnung gelten die gleichen Grundsätze wie für die Kehlnähte. Die Schlitzlöcher können rechteckig, kreisrund oder oval sein. Als Länge der Schlitznähte kann der Umfang des Schlitzes eingesetzt werden, also bei Kreislöchern $d \cdot \pi$. Die Bezeichnung erfolgt nach der Blechstärke t , der Nahtdicke a und der abgewinkelten Nahtlänge: z. B. Schlitz, Rundloch $\frac{10 \cdot 8}{110} \left(\frac{t \cdot a}{l} \right)$.

D. Beispiele für Schweißverbindungen.

An einfachen Beispielen sollen einige besondere Merkmale der Schweißverbindungen gezeigt werden.

Abb. 247 zeigt einen geschweißten Träger. Statt der unterbrochenen Schweißnaht kann auch eine durchlaufende leichtere Naht gewählt werden.

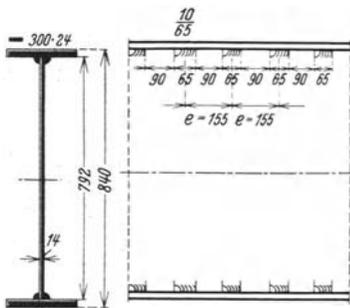


Abb. 247. Geschweißter Blechträger.

In Abb. 248 ist ein geschweißter Knotenpunkt eines Fachwerkträgers dargestellt.

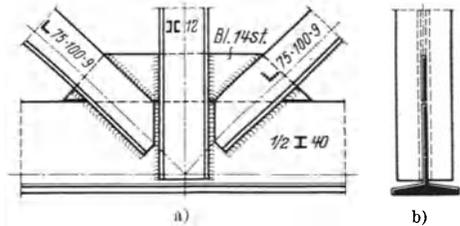


Abb. 248. Untergurt-Knotenpunkt.

gestellt. Als Gurt ist ein in der Längsrichtung aufgetrennter $\bar{\text{I}}$ -Träger gewählt, an den ein Knotenblech in Stärke des Steges stumpf angeschweißt ist. Anschluß der Stäbe erfolgt durch Flankenschweißung. Die Schwerlinien müssen sich ebenso wie bei genietetem Fachwerk in einem Punkte treffen. Als Gurte können auch zweckmäßig aus 2 Flacheisen zusammengeschweißte Querschnitte verwandt werden (Abb. 249).



Abb. 249. Gurtprofil aus Flacheisen.

Abb. 250 zeigt eine geschweißte Rahmenecke. Die Übertragung des Eckmomentes erfolgt mit Hilfe eines durchgesteckten Bleches, mit dem beide Trägerenden durch Kehlnähte verschweißt sind. In

ähnlicher Weise kann oft der Firstpunkt von Dachbindern ausgebildet werden (Abb. 251).

In Abb. 252 ist der Querschnitt eines Blechträgers mit aufgeschweißter Lamelle dargestellt. Die Lamellen sind breiter als das Gurtblech und am Rande mit Kehlnähten (unterbrochene Nähte) und in der Mitte mit Schlitznähten verschweißt.

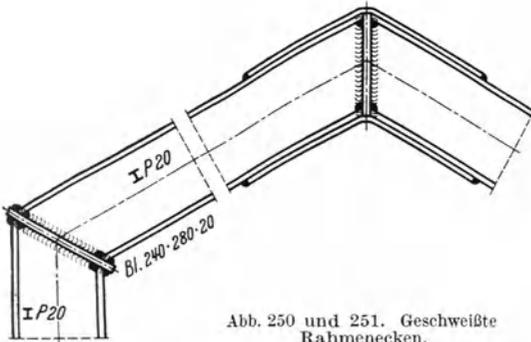


Abb. 250 und 251. Geschweißte Rahmenecken.

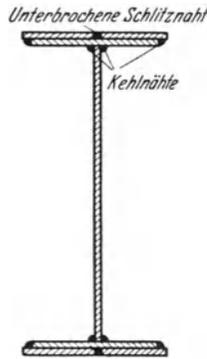


Abb. 252.

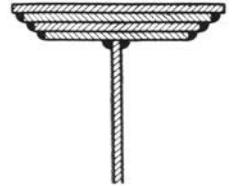


Abb. 253.

Abb. 252 und 253. Geschweißte Blechträger mit Lamellen.

Sind mehrere Lamellen erforderlich, so werden sie nach Abb. 253 abgetrept.

Der Längsstoß von Blechen und Flacheisen kann, wenn die Stumpfnabt zur Kraftübertragung nicht ausreicht, durch aufgelegte Flacheisen verstärkt werden (Abb. 254).

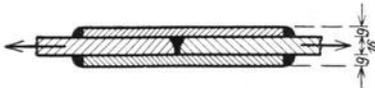


Abb. 254. Geschweißter Längsstoß.

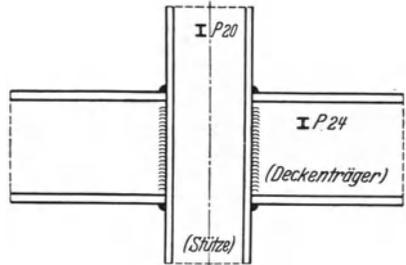


Abb. 255. Stützenanschluß von Deckenträgern.

Der Anschluß von Deckenträgern an die Stütze kann nach Abb. 255 erfolgen. Der Anschluß ist auch befähigt, Einspannungsmomente aufzunehmen.

Aussteifungswinkel eines Blechträgers werden ersetzt durch beiderseitig auf das Stehblech geschweißte Flacheisen. In ähnlicher Weise können auch bei Aussteifungen von Behälterwänden C-Profile (Abb. 256a) durch L-Eisen ersetzt werden (Abb. 256 b).

Bindebleche von gegliederten Stützen können kürzer gehalten

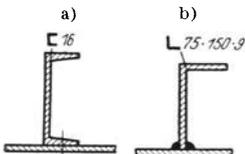


Abb. 256. Aussteifung von Behälterwänden.

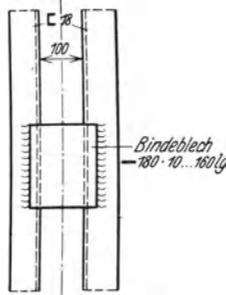


Abb. 257. Geschweißte Bindebleche.

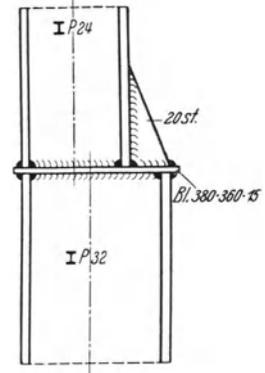


Abb. 258. Geschweißter Stützenstoß.

werden (Abb. 257). Bei gering belasteten Stützen genügt es, sie innerhalb der Stege der Stützenstiele zu verschweißen.

Der Stützenstoß in Abb. 258 ist mit Hilfe eines zwischengeschobenen Stoßbleches durchgeführt. Die Kraftübertragung zwischen den nicht zusammenfallenden Stützenflanschen wird durch angeschweißte kleine Konsolbleche gesichert. Auch mit aufgeschweißten senkrechten Stoßlaschen läßt sich der Stützenstoß herstellen.

E. Ausführung und Prüfung.

Das Einspannen der Werkstücke für die Schweißung muß so vorgenommen werden, daß keine unzulässigen Nebenspannungen infolge von Schrumpfungen und Verbiegungen entstehen, d. h. die einzelnen Teile sollen auch nach dem Nieten möglichst spannungslos sein. Die Nähte dürfen zur Beseitigung von Schrumpfungen weder gehämmert noch gestreckt werden. Auch Verwerfungen dürfen auf keinen Fall durch nachträgliches Richten beseitigt werden; die Schweißnähte müssen vielmehr entfernt und neu hergestellt werden. Es empfiehlt sich, zur Verringerung der Verwerfungen alle Schweißnähte symmetrisch zu den Hauptachsen zu vollenden.

Die Schweißflächen müssen vor der Schweißung sorgfältig gereinigt werden. Die Einbrenntiefe soll mindestens 1 bis 2 mm betragen.

Die Schweißarbeiten sind gegen Regen, Schnee und Wind zu schützen. Auch Kälte hat ungünstigen Einfluß.

Sorgfältige Überwachung im Werk wie auf der Baustelle ist notwendig; jede einzelne Naht ist von Schweißingenieuren nachzuprüfen.

Vor Abnahme darf kein Anstrich erfolgen.

Für die Untersuchung der Schweißnähte stehen verschiedene Methoden zur Verfügung. Den sichersten Aufschluß gibt stichprobenweises Aufmeißeln oder Ausfräsen der Nähte, wobei die Einbrenntiefe durch Ätzung festgestellt werden kann (Verfahren von Schmuckler). Ohne Zerstörung von Schweißstellen kann eine Prüfung mit Röntgenstrahlen, sowie auf akustischem Wege durch Abklopfen und Abhören mit Hörrohr erfolgen. Auch Widerstandsmessungen von elektrischen Strömen werden zur Prüfung benutzt.

Konstruktionen in Eisenbeton.

I. Allgemeines.

Der Beton hat zwar eine große Druckfestigkeit (200 bis 500 kg/cm², je nach Zusammensetzung), aber nur geringe Zugfestigkeit (20 bis 50 kg/cm²). Reine Betonkörper sind deswegen nur für Bauteile, die ausschließlich Druck aufnehmen sollen, geeignet. Die fehlende Zugfestigkeit kann jedoch ersetzt werden durch Eiseneinlagen. Die Adhäsion zwischen dem Eisen und dem Beton ist bei richtiger Verarbeitung so groß, daß eine gegenseitige Verschiebung oder ein Lösen nicht eintreten kann. Zwischen beiden Materialien tritt eine Verbundwirkung ein, d. h. beide können nur die gleichen elastischen Formänderungen erleiden, so daß ein Ausgleich der Festigkeiten erfolgt. Die hohe Zugfestigkeit des Eisens ergänzt aufs beste die Druckfestigkeit des Betons, und macht seine Anwendung auch für Bauteile geeignet, die auf Biegung und Knicken beansprucht sind.

Vorteile der Eisenbetonbauweise:

1. Große Feuersicherheit.
2. Fast unbeschränkte Lebensdauer und Zunahme der Tragfähigkeit mit wachsendem Alter.

3. Geringe Unterhaltungskosten, da keine Schutzanstriche erforderlich sind.
4. Leichte Formgebung und Anpassungsfähigkeit.
5. Geringer Materialbedarf.

Als Nachteile stehen gegenüber:

1. Schwierigkeiten bei Umbauten und Abbrüchen.
2. Empfindlichkeit gegen manche chemischen Einwirkungen.
3. Behinderung der Bautätigkeit bei Frost.
4. Notwendigkeit einer ausgedehnten Bauüberwachung.

Auf vielen Gebieten wetteifert der Eisenbeton- mit dem Stahlbau, ohne daß eine wirtschaftliche Überlegenheit der einen oder der anderen Bauweise klar zu erkennen ist.

Für die Berechnung und Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton gelten als amtliche Vorschriften die „Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton“.

II. Die Materialien.

A. Der Beton.

Über Zusammensetzung, Herstellung und Verarbeitung des Betons siehe „Konstruktionen in Stein und Beton“. Der Beton muß dicht sein, da eine rost-sichere Umhüllung des Eisens erforderlich ist. Aus diesem Grunde wird verlangt, daß mindestens 300 kg, bei Hochbauten 270 kg Zement in 1 m³ fertig verarbeiteten Beton enthalten ist. Die zulässigen Druckbeanspruchungen werden von der Festigkeit, die Probewürfel nach 28 Tagen zeigen, abhängig gemacht und betragen je nach der Art des Bauteils bei Handlitzement 30 bis 50 kg/cm², bei hochwertigem Zement 40 bis 60 kg/cm². Die Verarbeitung muß unbedingt vor Beginn des Abbindens erfolgen. Der Beton muß so weich verarbeitet sein, daß der Mörtel die Eiseneinlagen vollständig und dicht umschließt. Erdfeuchter Beton ist deswegen nur ausnahmsweise bei geringer Bewehrung zugelassen.

B. Das Eisen.

Gewöhnlich wird Rundeseisen von verschiedenem Durchmesser aus St 37 oder auch aus St 48 verwandt, zuweilen Bandeseisen und Streckmetall, neuerdings auch häufig Sonderprofile, z. B. Kahneisen (kantige Stäbe mit zwei rechteckigen flügelartigen Ansätzen).

Das Eisen muß vor dem Einbringen von Schmutz, Fett und losem Rost gereinigt werden, dagegen ist festsitzender Rost nicht schädlich, sondern kann sogar die Haftfestigkeit steigern. Einschlämmen der Eisen mit Zementmilch kurz vor dem Einbringen ist zweckmäßig. Das Abschneiden der Eisen auf die erforderliche Länge erfolgt mit transportablen Scheren, sog. Eisenschneidern. Das Biegen der Einlagen geschieht meist auf der Baustelle auf kaltem Wege mit Hilfe besonderer Vorrichtungen.

An den Enden sollen die Einlagen runde oder spitzwinklige Haken (Abb. 259) erhalten. Stöße werden erforderlich, wenn die Eisen nicht in ausreichender Länge zu haben sind. Sie werden gegenseitig versetzt angeordnet. Bei dünneren Stäben werden beide mit Haken versehenen Enden so nebeneinander verlegt, daß sie um 25 bis 50 cm übergreifen; zur weiteren Sicherung können beide Enden mit Draht zusammengeschnürt werden. Bei wichtigen Einlagen erfolgt auch eine Verbindung der Stabendenden durch Spannschrauben oder durch Zusammenschweißen.

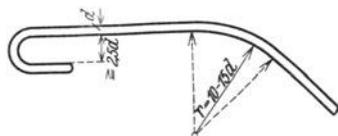


Abb. 259. Endhaken.

Die Lage der einzelnen Eisen muß genau mit der Berechnung übereinstimmen. Beim Stampfen des Betons darf keine Verschiebung der Einlagen eintreten; diese werden deshalb mit Bügeln aus dünnerem Rundeisen (6 bis 10 mm Durchmesser) umschlungen und mit Draht ($\frac{3}{4}$ bis 1 mm stark) an diesen befestigt.

Die Eiseneinlagen müssen zum Schutze gegen Rost und Feuer überall genügend stark mit Beton überdeckt sein. Der Abstand von der Außenkante soll bei Decken mindestens 1 cm, bei Stützen und Balken mindestens 2 cm betragen.

Entsprechend ihrer Aufgabe werden die Eiseneinlagen an den Stellen angeordnet, wo Zugspannungen auftreten können.

C. Die Schalungen.

Für das Einbringen des Betons ist die Errichtung von Schalungen notwendig, deren Lichtraum genau mit den Abmessungen der Bauteile übereinstimmen muß. Sie werden meist aus Holz hergestellt, entweder auf der Baustelle oder, soweit es möglich ist, fabrikmäßig auf dem Werkplatz.

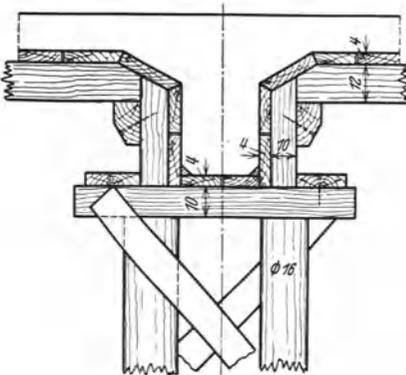


Abb. 260. Einschalung eines Plattenbalkens.

Die Schalungen müssen genügend Tragfähigkeit und Steifigkeit besitzen, um die auftretenden Belastungen von Material und Menschen tragen und die Wirkung des Stampfens aufnehmen zu können. Sie müssen in allen Teilen leicht zu stützen sein. Die Innenflächen sollen möglichst glatt und dicht sein. Auf das Quellen des Holzes infolge der Betonfeuchtigkeit ist Rücksicht zu nehmen.

Die Stützen müssen eine unverrückbare Unterlage aus starken Brettern, Bohlen oder Kanthölzern erhalten und sind bei mehrgeschossigen Bauten so anzuordnen, daß sie unmittelbar untereinanderstehen.

Kein Bauteil darf ausgeschalt, d. h. keine Schalung oder Stützung darf beseitigt werden, bevor der Beton ausreichend erhärtet und dadurch die Schalung entlastet ist. Die Ausschalung darf nur auf Anordnung des verantwortlichen Bauleiters vorgenommen werden. Bestimmte Fristen sind in den amtlichen Bestimmungen vorgeschrieben. Auch nach dem Ausschalen müssen einzelne Notstützen noch wenigstens 14 Tage stehen bleiben. Das Fortnehmen der Schalungen und Stützen muß vorsichtig und ohne Erschütterungen erfolgen.

Die Einschalung eines Plattenbalkens (siehe unten) kann nach Abb. 260 erfolgen. In Abb. 261 ist eine einfache Schalung für Stützen dargestellt. Sie besteht aus zwei auf senkrechten Kanthölzern aufgenagelten Bretterwänden *a* und wird auf den beiden anderen Seiten durch quergelegte Bretter *b* geschlossen, die ebenfalls auf die Kanthölzer aufgenagelt werden, und zwar auf einer Seite absatzweise entsprechend dem Fortschritt des Betonierens.

III. Die Grundformen.

Obwohl alle Teile eines Eisenbetonbauwerks meistens ein in sich zusammenhängendes Ganze bilden, können eine Reihe von Grundformen unterschieden werden.

A. Platten und Balken.

Der rechteckige Balken kann als Platte von geringer Breitenausdehnung aufgefaßt werden. Beide sind deshalb in rechnerischer und in konstruktiver Hin-

sicht grundsätzlich gleich. Die Beanspruchung erfolgt auf Biegung. Die Zugzone ändert sich mit der Auflagerung. Folgende Fälle sind zu unterscheiden:

1. Frei aufliegend (Abb. 262). Bei lotrechten Lasten können nur positive Momente entstehen; Zugspannungen treten nur an der unteren Seite auf. Die zur Aufnahme der Zugspannungen erforderlichen Trageisen werden in etwa 8 bis 15 cm Abstand möglichst nahe dem unteren Rande des Querschnitts unter Wahrung des vorgeschriebenen Randabstandes von 1 bzw. 2 cm in Richtung der Stützweite angeordnet. Quer zu den Trageisen und unmittelbar auf ihnen liegend werden Verteilungseisen von 7 und 8 mm Durchmesser in 20 bis 40 cm Abstand verlegt. An den Kreuzungsstellen werden die Eisen mit dünnem Draht verknüpft. Die Verteilungseisen haben die Aufgabe, die Last in der Querrichtung zu verteilen und die Trageisen beim Einstampfen des Betons in ihrer Lage festzuhalten.

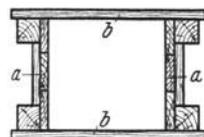


Abb. 261. Schalung für eine Stütze.

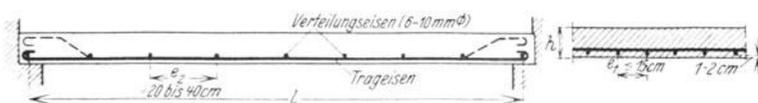


Abb. 262. Freiaufliegende Platte.

Bei einer auf allen vier Seiten aufgelagerten Platte werden die Verteilungseisen zur Aufnahme der Biegungsspannungen herangezogen; es entsteht eine kreuzweise Bewehrung.

Die Tragstäbe erhalten Endhaken (Abb. 259). Da bei der Auflagerung der Platte eine teilweise Einspannung der Enden meistens nicht zu vermeiden ist, können in der Nähe der Auflager auch geringe negative Momente auftreten. Es werden deshalb einzelne Trageisen nahe den Enden der Verringerung des positiven Momentes entsprechend abgebogen und nach oben geführt. Die Abbiegungen haben gleichzeitig die Aufgabe, die Schubspannungen aufzunehmen.

Der Abstand der Trageisen untereinander soll mindestens gleich ihrem Durchmesser bzw. mindestens 2 cm sein. In Balken wird dadurch oft eine Anordnung der Trageisen in zwei Lagen übereinander notwendig. Sie werden von Bügeln aus 6 bis 10 mm starken Drähten umschlossen, die zur Aufnahme von Schubspannungen und zur Festhaltung der Längseisen dienen (Abb. 263). Der erforderliche Eisenquerschnitt F_e kann in eine größere oder kleinere Anzahl Stäbe aufgeteilt werden, je nachdem ob kleinere oder größere Durchmesser gewählt werden.

Zuweilen werden auch in der Druckzone Eisen eingelegt, um die Bauhöhe zu verringern (Abb. 264). Eine solche Doppelbewehrung ist jedoch unwirtschaftlich und wird deshalb nur im Notfall angeordnet.

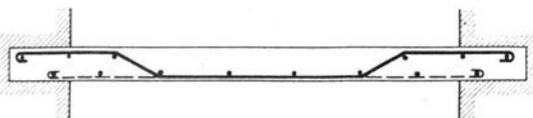


Abb. 263.

Abb. 264.

Abb. 263 und 264. Balkenquerschnitte mit einfacher und doppelter Bewehrung.

2. Beiderseits eingespannt. Es treten entsprechend der Momentenfläche (vgl. Abb. 273) in der Mitte positive und an den Enden negative Momente auf. Die Eisen werden nach Abb. 265 abgebogen und in der Nähe der Auflager nach oben

Abb. 265. Beiderseits eingespannte Platte.

geführt. Einzelne Eisen werden unten durchgeführt; erforderlichenfalls können bei den Auflagern oben kurze Verstärkungseisen eingelegt werden.

3. Über mehrere Felder durchlaufend. (Kontinuierlich.) In den Feldern sind positive Momente, also Trageisen unten. Über den Stützen bzw. Auflagern entstehen durch die gegenseitige Einspannung negative Stützenmomente (vgl. Abb. 51 b).

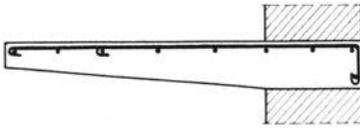


Abb. 266. Freitragende Platte.

Zur Aufnahme derselben werden die Eisen nach oben gezogen. An den Stützen werden Schrägen (= Vouten) angeordnet zur Vergrößerung der Querschnittshöhe. Über den Auflagern werden oben Zusatzseisen eingelegt (vgl. Abb. 273).

4. Freitragend-einseitig eingespannt (Abb. 266). Es treten nur negative Momente auf (vgl. Abb. 47), deshalb alle Eisen oben. Am Auflager werden die Eisen zur besseren Verankerung bis unten herabgeführt. Der Abnahme der Momente entsprechend

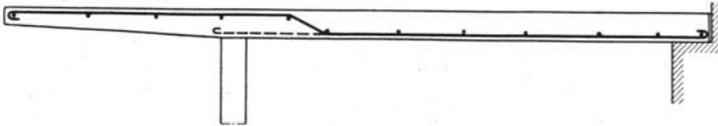


Abb. 267. Übertragende Platte.

kann der Betonquerschnitt nach dem freien Ende zu niedriger werden. Auch kann ein Teil der Eisen früher aufhören.

5. Überkragend (Abb. 267). Im Feld liegt die Eisenbewehrung unten. In der Nähe des Momentennullpunktes (vgl. Abb. 49) werden die Eisen nach oben gezogen und bleiben dort bis zum freien Ende.

B. Der Plattenbalken.

Bei Überdeckung größerer Räume wird die Platte durch Unterzüge verstärkt, die organisch mit ihr verbunden sind, so daß eine gemeinsame Tragwirkung stattfindet. Die Unterzüge liegen gleichlaufend mit den kürzeren Seiten. Je ein Unter-

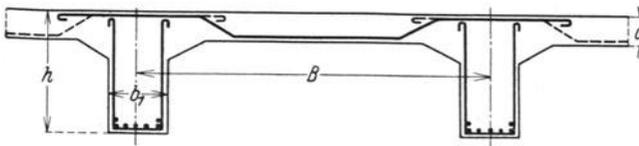


Abb. 268. Plattenbalken.

zug mit den beiden benachbarten Deckenfeldhälften bildet einen Plattenbalken (Abb. 268). Die Platte und teilweise auch der obere Teil des Balkens nehmen

die Druckspannungen auf, die Haupttrageisen liegen unten im Balken und sind von Bügeln umschlossen, die bis oben in die Druckplatte hinaufgeführt werden. Der Übergang zwischen Platte und Rippe wird durch Schrägen (Vouten) vermittelt. Die Platte selbst ist als über die Rippen durchlaufend zu bewehren.

C. Säulen, Stützen.

Die Querschnitte können quadratisch, rechteckig, sechseckig, achteckig, kreisrund sein. Bei zentrischer Belastung tritt nur Druck auf; Eiseneinlagen sind also in diesem Falle nicht unbedingt erforderlich, ermöglichen aber eine wesentliche Verminderung der Querschnittsfläche. Exzentrischer Lastangriff ruft Biegebungsbeanspruchungen hervor, die eine Bewehrung notwendig machen. Diese erfolgt durch Längseisen, die gewöhnlich durch Bügel von 6 bis 8 mm Durchmesser gegen Ausknicken miteinander verbunden werden (Abb. 269). Die

Bügel können als einfache Umfangsbügel, schleifenförmig, übereck oder auch in abwechselnder Form angeordnet werden. Der Bügelabstand darf nicht größer als die kleinste Querschnittsseite der Stütze oder als die 12fache Dicke der Längseisen sein. Statt der Bügel kann auch eine spiralförmige Umschnürung (Abb. 270) angeordnet werden, wodurch namentlich bei runden und achteckigen Stützen eine Erhöhung der Druckfestigkeit entsteht. Der Querschnitt der Längseisen soll 0,5 bis 3% des Betonquerschnittes betragen.

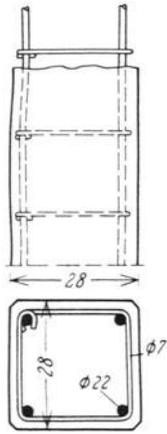


Abb. 269. Eisenbetonstütze mit Bügeln.

In gleicher Weise werden auch Eisenbetonpfähle bewehrt, die in großen Mengen als Maste und als Rammpfähle Verwendung finden. Bei letzteren werden die Längseisen unten in einer mit einem eisernen Schuh bewehrten Spitze zusammengeführt.

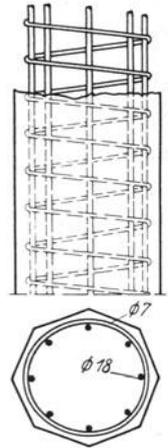


Abb. 270. Spiralbewehrte Stütze.

D. Decken und Gewölbe.

Reine Eisenbetondecken können bei geringer Spannweite als einfache frei aufliegende (Abb. 262) oder eingespannte (Abb. 265) Platten ausgeführt werden, bei größeren Spannweiten als Plattenbalkendecke (Abb. 268). Als Fußbodenbelag kommt gewöhnlich Estrich, Steinholz oder Linoleum zur Verlegung.

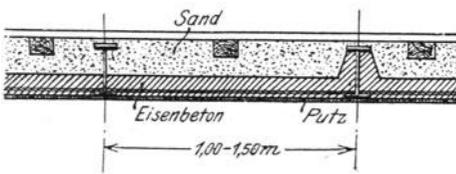


Abb. 271.

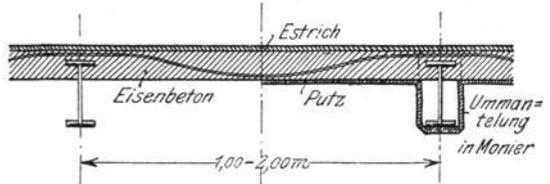


Abb. 271 und 272. Eisenbetondecken.

Sehr oft werden Eisenbetondecken in Verbindung mit eisernen Deckenträgern und Unterzügen ausgeführt.

In Abb. 271 ist die Eisenbetonplatte auf den unteren Flanschen der Deckenträger gelagert. In einer Sandauffüllung liegen Lagerhölzer für einen Holzfußboden.

Abb. 272 zeigt eine auf den oberen Flanschen von I-Trägern gelagerte Platte. Sie wird als über mehrere Felder durchlaufende (= kontinuierliche) Platte bewehrt, d. h.

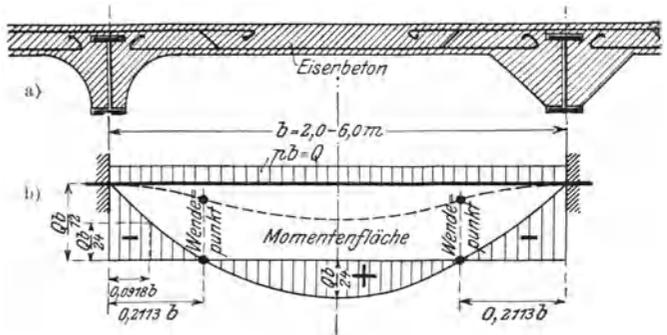


Abb. 273. Plattenbalkendecke.

die in den Feldern unten liegenden Trageisen werden in der Nähe der Träger zur Aufnahme der negativen Stützenmomente nach der Oberkante der Platte hinaufgeführt. Treten größere bewegliche Lasten auf, so werden oben und unten

Eisen eingelegt (vgl. Abb. 273). Die freiliegenden Teile der Träger müssen zum Schutz gegen Feuer ummantelt werden. Statt der Ummantelung werden besser Vouten nach Abb. 273 angeordnet, durch die gleichzeitig eine gute Einspannung der Platte erzielt wird. Sie kann deshalb als eingespannte Platte berechnet werden; die Eiseneinlagen sind entsprechend dem Vorzeichenwechsel der Biegemomente zu führen.

Die infolge dieser Einspannung erzeugte Momentenfläche ist für gleichförmig verteilte Last in Abb. 273 b dargestellt. In Feldmitte wird

$$M = + \frac{Q \cdot b}{24},$$

über den Stützpunkten

$$M = - \frac{Q \cdot b}{12}.$$

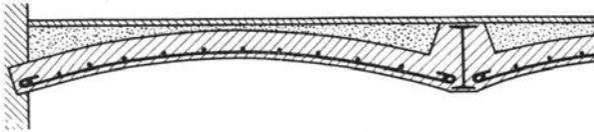


Abb. 274. Weitgespannte preußische Kappe.

Will man an beiden Stellen mit derselben Fläche F_s der Eiseneinlagen auskommen, so muß die

Plattenstärke an den Trägern mindestens doppelt so groß sein wie in Trägermitte.

Da eine vollkommene Einspannung, wie sie Abb. 273 b voraussetzt, praktisch nicht erreichbar ist, so empfiehlt es sich, die sonst als zulässig geltenden Beanspruchungen hier um 10 bis 15% zu erniedrigen oder nur mit einer teilweisen Einspannung zu rechnen.

Bei weitgespannten Eisenbetondecken werden statt I-Träger vorteilhaft IP-Profile zur Verringerung der Bauhöhe verwandt.

Gewölbe aus Stampfbeton können nur Druck aufnehmen und müssen deshalb sehr dick ausgeführt werden. Durch Bewehrung lassen sich die Gewölbe-

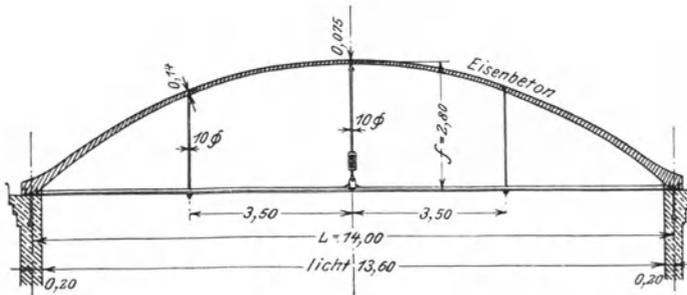


Abb. 275. Tonnendach aus Eisenbeton mit Zugband.

stärken und damit die Gewichte erheblich verkleinern. Bei geringer Spannweite genügt eine einfache Bewehrung an der unteren Seite mit gekrümmten Trageisen und senkrecht dazu liegenden Verteilungseisen. Weitgespannte preußische Kappen werden oft in dieser Art ausgeführt (Abb. 274). Gewölbe von großer Spannweite erhalten eine doppelte Bewehrung, d. h. Trageisen an der oberen und an der unteren Gewölbefläche.

Eisenbetongewölbe kommen besonders im Brückenbau zur Anwendung, zuweilen auch für Dächer. Abb. 275 zeigt ein freitragendes Eisenbetondach, bei dem der Horizontalschub der Kämpferpunkte durch eine aufgehängte Zugstange aufgehoben ist.

* **Stahl im Hochbau.** Taschenbuch für Entwurf, Berechnung und Ausführung von Stahlbauten. Achte, nach den neuesten Festlegungen bearbeitete Auflage. Mit Unterstützung vom Stahlwerks-Verband Aktiengesellschaft, Düsseldorf, und Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf. XXIV, 761 Seiten. 1930. Gebunden RM 12.—

Stahlhochbauten. Ihre Theorie, Berechnung und bauliche Gestaltung. Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich. Erster Band. Mit 481 Abbildungen im Text. VIII, 558 Seiten. 1932. Gebunden RM 66.50

* **Der Stahlskelettbau** mit Berücksichtigung der Hoch- und Turmhäuser. Vom konstruktiven Standpunkte behandelt für Ingenieure und Architekten von Professor Dr.-Ing. Alfred Hawranek, Brünn. Mit 458 Textabbildungen. VIII, 286 Seiten. 1931. Gebunden RM 38.—

Holz im Hochbau. Ein neuzeitliches Hilfsbuch für den Entwurf, die Berechnung und Ausführung zimmermanns- und ingenieurmäßiger Holzwerke im Hochbau. Von Ingenieur Hugo Bronneck, behörl. autor. Zivilingenieur für das Bauwesen. Mit 415 Abbildungen, zahlreichen Tafeln und Zahlenbeispielen. XVI, 388 Seiten. 1927. Gebunden RM 22.20

* **Der Holzbau.** Grundlagen der Berechnung und Ausbildung von Holzkonstruktionen des Hoch- und Ingenieurbauwes. Von Dr.-Ing. Theodor Gesteschi, Berat. Ingenieur in Berlin. (Handbibliothek für Bauingenieure, IV. Teil, Band 2.) Mit 533 Textabbildungen. X, 421 Seiten. 1926. Gebunden RM 45.—

* **Freitragende Holzbauten.** Ein Lehrbuch für Schule und Praxis. Von C. Kersten, vorm. Oberingenieur, Studienrat an der Städt. Baugewerkschule Berlin. Zweite, völlig umgearbeitete und stark erweiterte Auflage. Mit 742 Textabbildungen. VIII, 340 Seiten. 1926. Gebunden RM 36.—

* **Handbuch der Holzkonstruktionen des Zimmermanns** mit besonderer Berücksichtigung des Hochbaus. Ein Nachschlage- und Unterrichtswerk für ausführende Architekten, Zimmermeister und Studierende der Baukunst und des Bauhandwerks. Von Geh. Hofrat Professor Th. Böhm, Dresden. Mit 1056 Textfiguren. VII, 704 Seiten. 1911. Gebunden RM 22.—

* **Neuzeitliche freitragende Dachhindeckungen.** Versuche, Theorie und praktische Anwendung zum Behelf für Ingenieure, Architekten, Baubehörden und Baugeschäfte. Von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsoberbaurat in Berlin. Mit 73 Textabbildungen. IV, 68 Seiten. 1927. RM 6.—; gebunden RM 7.20

* **Bauarbeiten am Nachbargrundstück.** Technische Winke für Ausschachtarbeiten, Abfangungen, Unterfahrungen und bauliche Einzelheiten; Rechtsfragen. Von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsoberbaurat in Berlin. Mit 10 Textabbildungen. IV, 50 Seiten. 1931. RM 3.60

* Auf alle vor dem 1. Juli 1931 erschienenen Bücher des Verlages Julius Springer-Berlin wird ein Nachschuß von 10%₀ gewährt.

- * **Die Eisenkonstruktionen.** Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch nebst einem Anhang mit Zahlentafeln zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen eiserner Bauwerke. Von Professor Dipl.-Ing. L. Geusen, Dortmund. Vierte, vermehrte und verbesserte Auflage. Mit 529 Abbildungen im Text und auf 2 farbigen Tafeln. VII, 310 Seiten. 1925. Gebunden RM 21.—
-
- * **Amerikanischer Eisenbau in Bureau und Werkstatt.** Von F. W. Dencer, C. E., Oberingenieur im Werk Gary der „American Bridge Company“, Mitglied der „American Society of Civil Engineers“ und der „Western Society of Engineers“. Deutsche Übersetzung von Dipl. Ing. R. Mitzkat, Hörde. Mit 328 Textabbildungen. XII, 366 Seiten. 1928. Gebunden RM 32.—
-
- * **Statik der Tragwerke.** Von Professor Dr.-Ing. Walther Kaufmann, Hannover. Zweite, ergänzte und verbesserte Auflage. (Handbibliothek für Bauingenieure, IV. Teil, Band 1.) Mit 368 Textabbildungen. VIII, 322 Seiten. 1930. Gebunden RM 19.50
-
- * **Die Statik des ebenen Tragwerkes.** Von Professor Martin Grüning, Hannover. Mit 434 Textabbildungen. VII, 706 Seiten. 1925. Gebunden RM 45.—
-
- * **Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes.** Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 117 Abbildungen im Text. VI, 220 Seiten. 1925. Gebunden RM 15.—
-
- * **Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke.** Von Dr. H. Heimann. Mit 20 Abbildungen im Text. IV, 24 Seiten. 1928. RM 2.50
-
- * **Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk.** Von Privatdozent Dr.-Ing. Paul Christiani, Aachen. Mit 17 Textabbildungen und 18 Zahlentafeln. IV, 52 Seiten. 1929. RM 4.—
-
- * **Theorie der Rahmenwerke auf neuer Grundlage.** Mit Anwendungsbeispielen. Von Professor Dr.-Ing. L. Mann, Breslau. Mit 76 Textabbildungen. VI, 123 Seiten. 1927. RM 9.—; gebunden RM 10.50