



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Universitätsbibliothek Paderborn

Lehrbuch des Hochbaues

Grundbau, Steinkonstruktionen, Holzkonstruktionen, Eisenkonstruktionen ,
Eisenbetonkonstruktionen

Esselborn, Karl

Leipzig, 1908

4. Kapitel. Eisenkonstruktionen.

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

IV. Kapitel.

Eisenkonstruktionen.

Bearbeitet von

Georg RÜTH,

Diplom-Ingenieur in Firma Dyckerhoff & Widmann in Biebrich a. Rh.²⁾

(Mit 480 Abbildungen.)

I. Der Baustoff und die Grundlagen der Berechnung.

A. Das Eisen als Material.

§ 1. Die verschiedenen Eisensorten. Das für technische Zwecke hergestellte Eisen zerfällt je nach seinem Gehalt an Kohlenstoff in Roheisen (Gußeisen), Schmiedeeisen und Stahl. Mit der Zunahme des Kohlenstoffgehalts wird die Schmelztemperatur erniedrigt, während die Schweiß- und Schmiedetemperatur zunimmt, so daß das Eisen um so leichter schmelzbar und um so schwerer schmied- und schweißbar wird, je höher der Kohlenstoffgehalt ist.

1. Das **Roheisen** wird aus den Eisenerzen (Spateisenstein, Brauneisenstein, Roteisenstein, Magneteisenstein) dadurch gewonnen, daß diese nach entsprechender Vorbereitung mit festen Brennstoffen im Hochofen verschmolzen werden. Der Kohlenstoffgehalt dieses so gewonnenen Eisens schwankt ungefähr zwischen 2,5 bis 5%. Durch diesen verhältnismäßig hohen Kohlenstoffgehalt ist das Roheisen leicht schmelzbar (bei ungefähr 1000—1200°), hart und spröde, jedoch nicht schmied- und schweißbar.

Je nach der Beschaffenheit des im Eisen enthaltenen Kohlenstoffs und der hierdurch bedingten Farbe unterscheidet man:

a) *Weißes Roheisen*, bei dem der Kohlenstoff chemisch gebunden ist. Dieses weiße Eisen ist sehr hart und spröde und eignet sich deshalb nicht zur Verwendung in der Bautechnik, sondern dient hauptsächlich zur Herstellung von Stahl und Schmiedeeisen.

b) *Graues Roheisen*, bei dem nur der geringere Teil des Kohlenstoffs chemisch gebunden, der größere Teil jedoch mechanisch als Graphit beigemischt ist. Dieses graue Roheisen ist weicher und weniger spröde als das weiße Eisen, läßt sich leicht bearbeiten und wird hauptsächlich zu Formguß verwendet. Eine Mischung aus grauem und weißem Eisen bezeichnet man als »halbiertes Eisen«.

c) *Gußeisen* ist graues oder ausnahmsweise auch halbiertes Roheisen, das zwecks Reinigung in Kupol- oder Flammöfen umgeschmolzen worden ist. Dieses Gußeisen

²⁾ Früher langjähriger Assistent des Geh. Baurat Prof. Dr. LANDSBERG an der Technischen Hochschule zu Darmstadt und Lehrer an der Großh. Landes-Baugewerkschule zu Darmstadt. Der Herausgeber.

wird zur Herstellung von Eisengu waren verwendet; es besitzt die hierzu nötigen Eigenschaften, leicht flüssig zu werden, beim Erstarren sich etwas auszudehnen und somit die Form gut auszufüllen.

Wird das graue oder halbierte Eisen beim Guß rasch abgekühlt, z. B. durch Eingießen in kalte, eiserne Formen, so verwandelt es sich an seinem Umfang bis zu einer gewissen Tiefe in weißes Eisen; es wird also an der Oberfläche besonders hart, während der Kern grau, weich und zäh bleibt. Einen solchen Guß, der recht widerstandsfähig ist, nennt man »Hartguß«.

Will man Gußstücke aus weißem Eisen nach ihrer Herstellung weich und zäh gestalten, also bearbeitungsf hig machen, so kann dies durch nachträgliches Glühen mit gepulvertem Roteisenstein oder Holzkohlenstaub geschehen. Hierdurch erhält man den sog. Temperguß oder schmiedbaren Guß.

2. Das **schmiedbare Eisen** wird aus dem Roheisen durch Verringerung des Kohlenstoffgehalts auf 1,6 und weniger Prozent nach den verschiedenen Entkohlungsverfahren gewonnen, und zwar unterscheidet man, je nachdem das schmiedbare Eisen h rtbar ist oder nicht, zwei Hauptarten, nämlich: das nicht härtbare Schmiedeeisen und den härtbaren Stahl.

Der Kohlenstoffgehalt des Schmiedeeisens ist geringer als der des Stahls. Nach der Herstellungsweise werden diese beiden Hauptarten des schmiedbaren Eisens in je zwei Unterarten geschieden: das Schmiedeeisen in Schweiß- und Flußeisen, der Stahl in Schweiß- und Flußstahl.

a) *Das Schmiedeeisen* ist durch den geringen Kohlenstoffgehalt schmiedbar, schweißbar und schwerer schmelzbar als Roheisen (Schmelztemperatur bei 1500° und höher), aber nicht h rtbar, wenigstens nicht merklich. Durch diese letzte Eigenschaft unterscheidet es sich gerade vom Stahl, der durch besondere Bearbeitung eine bedeutende Vergr o erung seiner Härte gestattet, d. h. h rtbar ist.

Der Übergang von Schmiedeeisen in Stahl, also die Grenze, bei der eine merkliche Härtbarkeit des Eisens beginnt, lässt sich im allgemeinen nicht genau festlegen; auch ist die Eigenschaft der Härtbarkeit nicht, wie früher angenommen wurde, allein an den gr o eren Kohlenstoffgehalt gebunden, sondern es kann diese Eigenschaft auch bei sehr geringem Kohlenstoffgehalt durch Beimischung von Silizium, Mangan usw. bedingt sein. Deshalb wird allgemein für die Unterscheidung von Schmiedeeisen und Stahl nicht nur die Härtbarkeit zugrunde gelegt, sondern man nimmt hierzu noch die Zugfestigkeit des Materials zu Hilfe; und zwar bezeichnet man in der Regel ein Eisen, dessen Zugfestigkeit gr o er oder gleich 4500 kg/qcm ist, als Stahl, und ein Eisen mit geringerer Zugfestigkeit als Schmiedeeisen.

a) Schweißeisen wird durch das »Frischen« oder »Puddeln« in geeigneten Öfen aus geschmolzenem Roheisen gewonnen, indem man diesem in teigigem Zustande den gr o eren Teil des Kohlenstoffs entzieht. Hierbei wird das flüssige Roheisen mit oxydreichen Schlacken vermengt und dieses Gemisch im Flammofen in dickflüssigem Zustand weiter erhitzt; nicht im dünnflüssigem, weil beim dickflüssigen Zustand eine bessere Mischung von Eisen und Schlacken vorhanden ist.

Durch diese Erhitzung wird der im Eisen enthaltene Kohlenstoff oxydiert und der Kohlenstoffgehalt des Eisens immer geringer. Mit dieser Abnahme des Kohlenstoffs wird das Eisen strengflüssiger, und um eine weitere Verbrennung des Kohlenstoffs zu erzielen, muß die Masse umgerührt (gepuddelt) werden, bis schließlich ein teigiger Eisenklumpen entsteht, der mit flüssiger Schlacke durchsetzt ist und Luppe genannt wird. Unter dem Dampfhammer wird nun die Schlacke ausgepreßt und das übrig bleibende Eisen zweckm o ig unter Verwendung der noch darin enthaltenen Hitze aus-

gehämmert und ausgewalzt. Dieses so erhaltene Schweißisen ist nicht vollständig frei von Schlacke, jedoch sehr zäh, leicht schmied- und schweißbar.

β) Flußeisen. Beim Flußeisen, aus dem Roheisen durch Entkohlung in flüssigem Zustand gewonnen, unterscheidet man je nach den Herstellungsverfahren von BESSEMER, THOMAS und MARTIN die Sorten: Bessemer-, Thomas- und Martinflußeisen. Das durch diese drei Verfahren gewonnene Eisen ist frei von Schlacke.

Beim Bessemer-Verfahren wird flüssiges, siliziumreiches Roheisen, das direkt dem Hochofen entnommen oder zuvor in Kupolöfen umgeschmolzen worden ist, in ein birnenförmiges Gefäß, die Bessemer Birne, gefüllt und durch am Boden der Birne befindliche Öffnungen, sog. Düsen, atmosphärische Luft unter großem Druck eingepreßt. Durch diese starke Luftzufuhr verbrennen Kohlenstoff, Silizium und Mangan, die im Roheisen enthalten sind, und die bei dieser Verbrennung entstehende Hitze ist so groß, daß auch das kohlenstoffärmere Eisen in flüssigem Zustand erhalten bleibt.

Die Bessemer Birne ist im Innern mit einer feuerfesten, kieselsäurereichen Ausfütterung versehen, und nach dieser sauren Ausfütterung bezeichnet man dieses Verfahren auch als saures Verfahren. Nachdem die Entkohlung bis zum gewünschten Grade vorgeschritten ist, wird das fertige Produkt durch Umkippen der Birne entnommen und nach Abkühlung bis zur Walztemperatur unter Ausnutzung der einmal vorhandenen Hitze ausgewalzt. Die ganze Blasezeit dauert 20—25 Minuten.

Durch dieses Bessemer-Verfahren wird der etwa im Roheisen enthaltene Phosphor nicht entfernt, und da phosphorhaltiges Eisen bedeutende Fehler hat, z. B. brüchig ist, so kann aus phosphorhaltigen Erzen durch dieses Verfahren kein brauchbares Eisen gewonnen werden. Bemerkte sei, daß die meisten deutschen Eisenerze phosphorhaltig sind.

Zu phosphorhaltigen Erzen verwendet man an Stelle des sauren Verfahrens das Thomas-Verfahren, auch basisches Verfahren genannt.

Zu diesem Verfahren kommt ein phosphorhaltiges, siliziumarmes Roheisen zur Verwendung. Die Birne ist hier nicht sauer, sondern basisch ausgefütterte, und während des Blasens gibt man einen basischen Zuschlag von gebranntem Kalk. Bei der Entkohlung verbrennt zugleich der Phosphor und dient als Hitze-Erzeuger. Die Dauer dieses Verfahrens ist etwas kürzer als die des sauren Verfahrens, da der Entkohlungsprozeß ungefähr 15 bis 20 Minuten beansprucht. Das hierdurch sich ergebende Produkt nennt man Thomaseisen; es wird in Deutschland in großen Massen und sehr billig hergestellt.

Beim Martin-Verfahren, auch Martin-Siemens-Verfahren genannt, wird flüssiges Roheisen mit festem schmiedbarem Eisen im Flammofen mit Regenerator-Feuerung von Siemens zusammenschmolzen; dieser Zusatz von festem, schmiedbarem Eisen, zu dem meist Abfälle der Flußeisenverarbeitung Verwendung finden, wird nach und nach dem flüssigen Roheisen beigegeben. Bei dem Entkohlungsprozeß verbrennt außer Kohlenstoff noch Silizium und Mangan, und das sich ergebende Endprodukt kommt unter dem Namen Martin-Flußeisen in den Handel.

Auch bei dem Martin-Verfahren unterscheidet man ein saures Verfahren für siliziumreiches und ein basisches Verfahren für phosphorhaltiges Eisen. Bei dem sauren Verfahren wird wieder eine kieselsäurereiche Ausfütterung, bei dem basischen Verfahren dagegen eine solche von gebranntem Dolomit verwendet.

Bei dem basischen Verfahren wird ebenfalls ein Zuschlag von gebranntem Kalk beigegeben. Die Dauer des Entkohlungsprozesses ist ungefähr die gleiche wie bei der Schweißisenerzeugung und beträgt 4 bis 6 Stunden. Diese längere Dauer ermöglicht es, mit großer Sicherheit ein Eisen mit dem jeweils vorgeschriebenen Kohlenstoffgehalt und von ganz bestimmter Qualität herzustellen, weil im Laufe des Verfahrens jederzeit Proben entnommen werden können.

Die zulässige Beanspruchung auf Zug beträgt 250 kg/cm, diejenige auf Druck 500 kg/qcm.

Das Gußeisen ist daher zweckmäßig nur für solche Konstruktionsteile zu verwenden, die auf ruhigen Druck beansprucht werden und bei denen auf eine leichte Formbildung Wert gelegt wird, wie z. B. bei Säulen, Stützen, Konsolen usw. Bei gußeisernen Säulen ist besonders darauf zu achten, daß exzentrisch wirkende Belastungen, die Zugspannungen bewirken können, möglichst ausgeschlossen sind, und daß vor allem heftige Stöße und Erschütterungen nicht auftreten können.

Die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau²⁾ schreiben auszusweise vor:

»Die aus Gußeisen bestehenden Teile müssen, wenn nicht Hartguß oder andere Gußeisensorten ausdrücklich vorgeschrieben sind, aus grauem, weichen Eisen sauber und fehlerfrei hergestellt sein.

Die Zugfestigkeit soll bei Gußeisen mindestens 12 kg/qmm betragen.

Es muß möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinkeligen Kante des Gußstückes mit dem Hammer geführten Schläges einen Eindruck zu erzielen, ohne daß die Kante abspringt.

Die Wanddicke soll in keinem Falle weniger als 10 mm betragen.«

Mit Rücksicht auf eine gleichmäßige Abkühlung nach dem Gießen und auf einen gleichmäßig guten Guß sind die Wandungen eines Gußstückes möglichst gleichstark zu bemessen und Stärken von mehr als 6—8 cm tunlichst zu vermeiden. Die Länge der Gußstücke soll gewöhnlich nicht mehr als 5 m betragen.

2. Der Stahl wird trotz seiner großen Festigkeit verhältnismäßig wenig im Hochbau verwandt und zwar nur zu solchen Konstruktionsteilen, die einer starken Abnutzung und Beanspruchung ausgesetzt sind. So werden z. B. Gelenkbolzen, Auflagerteile, Schienen usw. meist aus Stahlguß hergestellt. Der Grund, der gegen die allgemeine Verwendung des Stahles spricht, liegt vor allem in der durch seine große Härte bedingten schwierigen Bearbeitung und den höheren Kosten des Materials.

Die oben erwähnten Normalbedingungen schreiben vor:

»Die aus Flußstahl herzustellenden gegossenen oder geschmiedeten Teile (Auflagerteile oder dgl.) sollen eine Festigkeit von 45 bis 60 kg/qmm (4500 bis 6000 kg/qcm) und eine Dehnung von mindestens 10% aufweisen.«

3. Das Schmiedeeisen findet sowohl als Schweißisen als auch als Flußeisen die ausgedehnteste Verwendung zu den Konstruktionen des Hoch- und Brückenbaues. Die hierfür in Betracht kommenden Eigenschaften sind besonders die hohe Widerstandsfähigkeit gegen Zug und Druck, die Elastizität und die Zähigkeit. Unter Zähigkeit versteht man den Widerstand, den das Eisen dem Zerreißen entgegengesetzt. Als Maß der Zähigkeit wird diejenige Größe der Formänderung (Dehnung) betrachtet, die das Eisen nach dem Überschreiten der Elastizitätsgrenze (s. § 9) bis zum Eintritt des Bruches aufweist.

Das Schmiedeeisen ändert je nach dem Kohlenstoffgehalt seine Eigenschaften, und zwar ist durch eine Zunahme des Kohlenstoffgehalts eine Zunahme der Festigkeit und Härte, dagegen eine Abnahme der Zähigkeit bedingt. Da also mit größerer Festigkeit geringere Zähigkeit verbunden ist, so verlangt man zur größeren Sicherheit gegen Stöße ein Eisen mit einem bestimmten Mindestmaß von Zähigkeit, auch wenn hierbei eine

²⁾ Aufgestellt von dem Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Vereine deutscher Ingenieure und dem Vereine deutscher Eisenhüttenleute.

etwas geringere Festigkeit mit in Kauf genommen werden muß. Das Maß der Zähigkeit ist also von dem Maß der Zugfestigkeit im entgegengesetzten Sinne abhängig, weshalb die Zugfestigkeit gewisse Grenzen nach oben und unten nicht  berschreiten darf. Denn eine zu große Zugfestigkeit würde eine zu geringe Zähigkeit und eine zu große Zähigkeit eine zu geringe Festigkeit zur Folge haben.

Nach den Normalbedingungen ist folgendes festgesetzt:

a) Für Schweißeisen soll betragen:

1. Bei Flacheisen, Formeisen und Blechen, die im wesentlichen nur in der Längsrichtung beansprucht werden: Die Zugfestigkeit in der Längsrichtung mindestens 3400—3600 kg/qcm, die Dehnung bis zum Bruche 12 ‰.
2. Bei Eisen für Nieten und Schrauben, je nachdem der Durchmesser kleiner oder gr o er als 25 mm ist: Die Zugfestigkeit in der Längsrichtung 3600—3800 kg/qcm, die Dehnung 15—18 ‰.

b) Für Flußeisen soll betragen:

In der Längsrichtung die Zugfestigkeit mindestens 3700, höchstens 4400 kg/qcm; die Dehnung wenigstens 20 ‰.

In der Querrichtung die Zugfestigkeit mindestens 3600, höchstens 4500 kg/qcm; die Dehnung wenigstens 17 ‰.

Bei Niet- und Schraubenmaterial: die Zugfestigkeit mindestens 3600 höchstens 4200 kg/qcm; die Dehnung wenigstens 22 ‰.

Des weiteren stellen die Normalbedingungen in bezug auf die Güte der Materialien noch folgende Anforderungen:

›Das Schweißeisen soll dicht, gut stauch- und schweißbar, weder kalt- noch rotbr chig, noch langrissig sein, eine glatte Oberfläche zeigen und darf weder Kantenrisse noch offene Schweißnähte oder sonstige unganze Stellen haben.«

›Das Flußeisen soll eine glatte Oberfläche ohne Schiefer und Blasen zeigen und darf weder Kantenrisse noch unganze Stellen haben.«

Die Verwendung des Flußeisens, das in den verschiedensten Walzprofilen, Flacheisen, Blechen usw. (s. § 6) erhältlich ist, findet hauptsächlich zu solchen Konstruktionsteilen statt, die entweder, wie z. B. Träger aus I-Eisen, ohne Bearbeitung direkt durch Walzprofile gebildet oder die durch Verbindung von Blechen und Walzprofilen mittels Vernietung oder Verschraubung hergestellt werden; dagegen wird zu Konstruktionen, bei deren Bildung Flach-, Vierkant- und Rundeisen usw. weiter auszuschmieden oder zu schweißen sind, hauptsächlich Schweißeisen und auch das basisch hergestellte Martineisen verarbeitet. Solche Schweiß- und Schmiedearbeiten dürfen natürlich zu Fachwerks- und Tragkonstruktionen keine Verwendung finden, sondern nur zu untergeordneten Konstruktionsteilen, wie Verzierungen, Geländer, kleinere Anker usw., deren eventueller Bruch keine direkte Gefahr für das betreffende Bauwerk ergeben würde.

Zu den Nieten, die starke Formänderungen zu ertragen haben, wird das beste, weiche Schweißeisen verwendet.

Die durch Gießen hergestellten Gegenstände, die Gu waren, werden je nach dem verwendeten Material unterschieden in:

1. Roheisengu -Gegenstände, die aus grauem, seltener halbiertem Roheisen hergestellt werden. Mit besonderem Vorteil verwendet man auch oft den sog. Hartguß und den Temperguß zur Herstellung von Roheisen-Gu waren.

2. Flußeisen-Gu waren, Gegenstände, die aus Flußeisen in fertiger Form hergestellt worden sind.

3. Stahlgu waren, aus Gußstahl (Tiegelflu stahl) in fertiger Form gegossen (Stahlformgu ).

§ 3. Die Bearbeitung des Eisens, insbesondere des Flußeisens. Das heute fast durchweg zu den Fachwerks- und Tragkonstruktionen des Eisenhochbaues und der eisernen Brücken verwendete Material ist das Flußeisen. Dieses Eisen muß bei der Bearbeitung sehr vorsichtig behandelt werden, damit das vorzügliche Material nicht verdorben wird; besonders darf es nicht im kalten Zustand bearbeitet werden. Unter dem allgemeinen Ausdruck »Bearbeiten« versteht man unter anderm das Hämmern, Schneiden mit der Schere, Biegen, Kröpfen und das Stoßen (Stanzen) der Nietlöcher.

Das Hämmern macht das Material hart und spröde; durch das Schneiden mit der Schere entsteht längs des Schnittes ein harter, spröder Rand, der mit der Kaltsäge oder der Hobelmaschine entfernt werden muß. Das Stoßen der Nietlöcher ergibt um das Loch herum einen harten, spröden Rand von 1 bis 2 mm Breite, der durch Nacharbeiten des Loches mittels Bohrens oder Aufreibens zu beseitigen ist. Es ist deshalb empfehlenswert, beim Stanzen von Nietlöchern diese zunächst mit einem 1 bis 2 mm kleineren Durchmesser zu stanzen und den Rest nachzubohren oder aufzureiben; besser ist es allerdings alle Löcher zu bohren. Biegungen und Kröpfungen sollten nur in rotwarmem Zustande vorgenommen werden. Beim Verladen und Verfahren des Materials ist auf eine vorsichtige Behandlung zu achten; denn durch das Werfen und harte Aufschlagen können kleine, mit bloßem Auge nicht sichtbare Beschädigungen entstehen, die um so gefährlicher sind, da sie meist ohne weiteres nicht erkannt werden und so die Ursache eines späteren, unvorhergesehenen Bruches bilden können.

Ferner dürfen Bearbeitungen in der Blauwärme, d. h. bei einer Temperatur zwischen rotwarm und kalt, nicht zugelassen werden, denn eine solche macht das Eisen sehr spröde und ist somit sehr gefährlich. Bei längerer Bearbeitung eines Gegenstandes in der Rotglut ist es deshalb nötig, von Zeit zu Zeit das betreffende Gebrauchsstück von neuem zu erhitzen, sobald die Blauwärme einzutreten beginnt. Den Eintritt der Blauwärme erkennt man daran, daß Holz, z. B. der Hammerstiel, nicht mehr aufglüht, wenn es an dem Eisen gerieben wird.

Diese Vorschriften für die Behandlung und Bearbeitung des Eisens sind bedingt durch die mit einer mechanischen Bearbeitung verbundenen Änderungen der Eigenschaften des Eisens: Mechanische Bearbeitung wie Schmieden, Walzen usw. erhöht die Festigkeit des Eisens und zwar hat eine Bearbeitung in Rotglut eine Erhöhung der Festigkeit zur Folge, ohne daß die Zähigkeit in gleichem Maße abnimmt, während durch Bearbeitung in kaltem Zustand neben der Erhöhung der Festigkeit eine bedeutende Abnahme der Zähigkeit eintritt. Mit Rücksicht hierauf ist eine Bearbeitung im kalten oder blauwarmen Zustand zu vermeiden oder wenigstens möglichst zu beschränken. Hat eine solche stattgefunden, so können die früheren Eigenschaften wieder erreicht werden durch nachträgliches Erhitzen (Ausglühen) und langsames Abkühlen des betreffenden Gegenstandes, und zwar ist zu diesem Zweck Flußeisen auf 450°, Schweiß Eisen auf 400° zu erhitzen.

§ 4. Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Rost. Eine große Gefahr für die Eisenkonstruktionen bildet deren Rosten, d. h. die Umwandlung des Eisens in Eisenoxydhydrat. Diese Oxydation des Eisens erfolgt durch den Sauerstoff der atmosphärischen Luft in Gegenwart von Wasser und Kohlensäure und ganz besonders rasch durch Säuren und Salzlösungen; so befördert z. B. Seewasser sehr rasch die Rostbildung. Dagegen rostet das Eisen nicht in völlig wasserfreier Luft und in sauerstoffreinem Wasser.

Bei den verschiedenen Eisensorten ist der Grad der Rostbildung verschieden, so z. B. rostet gewalztes Eisen rascher als geschmiedetes Eisen, kohlenstoffarmes Eisen (Schmiede-

eisen) rascher als kohlenstoffreiches Eisen (Gußeisen), Flußeisen rascher als Schweißeisen und ungeh rteter Stahl rascher als gehärteter. Mit der Rostbildung ist eine Volumvergr o erung verbunden. Frischer Kalkmörtel greift das Eisen stark an und zwar das Gußeisen am wenigsten; daher empfiehlt es sich, gewalzte Träger usw. immer auf gegossene gußeiserne Platten zu verlegen. Zementmörtel dagegen hält das Eisen blank und sch tzt es vor der Rostbildung, was für die Eisenbetonkonstruktionen sehr wichtig ist.

Um die Zerstörung des Eisens durch Rost zu verhindern oder wenigstens so weit wie möglich zu beschränken, wird das Eisen mit einem rostsch tzenden Überzug versehen. Die für die Eisenkonstruktionen des Eisenhoch- und Brückenbaues wichtigsten und bewährtesten Rostschutzmittel sind:  lfarbanstriche, die Überzüge von Portlandzement, Teer, Asphalt, die Metallüberzüge und die künstliche Oxydation.

Bei der Aufbringung dieser Rostschutzmittel ist es sehr wesentlich, daß die sch tzende H lle auf metallisch reines Eisen aufgebracht wird; denn befinden sich unter dieser H lle kleine Rostteilchen, so kann die Rostbildung an der betreffenden Stelle weiter gefördert und durch die damit verbundene Volumvergr o erung die H lle gesprengt und unwirksam gemacht werden. Die vollständige Reinigung der Oberfläche wird teils auf mechanischem und teils auf chemischem Wege mittels verdünnter Salzsäure und mit Kalkwasser vorgenommen. Nach dieser Reinigung werden dann die betreffenden Rostschutzmittel aufgebracht.

Der gebräuchlichste, rostsch tzende Überzug ist der Anstrich mit Ölfarbe. Nach der Reinigung ist die Oberfläche baldmöglichst mit einem Anstrich von dünnflüssigem Leinölfirnis zu versehen. Dann werden der Grundanstrich und schließlich die Deckanstriche aufgetragen.

Der Grundanstrich erfolgt in der Werkstatt, während die Deckanstriche nach der Montage vorgenommen werden. Diejenigen Flächen, die aufeinander zu liegen kommen, werden vor der Zusammensetzung gewöhnlich mit einem einfachen Deckanstrich versehen. Zur Grundierung wird zweckm sig dünnflüssiger, rasch trocknender Leinölfirnis verwendet, der mit gutdeckenden Farbstoffen, wie Graphit, Ocker, Eisenmennige, Bleimennige usw., gemischt ist. Zum Deckanstrich eignen sich besonders die Bleiwei  lfarben mit einem, der gewünschten Farbe entsprechenden Zusatz. Mit Rücksicht auf eine Verhütung der Blasenbildung soll ein weiterer Anstrich immer erst nach der vollständigen Trocknung des vorhergehenden erfolgen.

Solche Konstruktionsteile, die der Feuchtigkeit besonders ausgesetzt sind und entweder nicht sichtbar bleiben oder untergeordneten Zwecken dienen, werden zweckm sig in heißem Zustande mit einem Anstrich von heißem Teer, Asphalt oder Pech versehen, was sich besonders für gußeiserne Rohre gut bewährt hat.

Ein vorzüglicher Rostschutz lässt sich mit Hilfe von Portlandzement erreichen, der sogar den Vorteil hat, daß schon vorhandener Rost durch ihn beseitigt wird. Der Schutz wird erzielt entweder durch einen Anstrich mit Zementbrei oder auch durch Umgeben des zu sch tzenden Gegenstands mit Zementmörtel (Eisenbetonkonstruktionen, Umkleiden eiserner Säulen usw.).

Handelt es sich um den Rostschutz von kleinen Eisenteilen, die ganz besonders dem Einfluß der Witterungsverhältnisse unterworfen sind, z. B. Bleche für Dachdeckungs- und Verkleidungsarbeiten, Wellblechdeckung usw., so wird man am besten und sichersten Metallüberzüge verwenden. Diese werden meist in heißem Zustande durch Eintauchen der völlig gereinigten Gegenstände in die geschmolzenen Metalle, oft aber auch im kalten Zustande durch die Elektrolyse hergestellt.

Ein Zinküberzug bietet einen vorzüglichen Schutz auch vor Salzwasser. Verzinktes Eisen wird im Handel vielfach als »galvanisiertes« bezeichnet. Zinn sch tzt viel

weniger sicher als Zink. Blei bildet einen guten Überzug, der auch gegen Salz und Schwefelsäure wirksam ist. Zu Dachdeckungen von Gasanstalten und chemischen Fabriken werden deshalb sehr oft Bleche mit einem Überzug von Blei und Zink verwendet. Auch galvanisch verkupferte Eisenbleche dienen öfters zu Dachdeckungsarbeiten.

Ein weiteres Mittel gegen Rostbildung, das Emaillieren, hat für die Hochbaukonstruktionen nur geringe Bedeutung; es wird nur in ganz speziellen Fällen, z. B. bei Wasserbehältern für Spülklosette usw., manchmal Anwendung finden.

Die künstliche Oxydation des Eisens zum Schutz gegen Rosten besteht in der Erzeugung eines Eisenoxyduloxyd-Überzugs, der auf dem Eisen sehr fest haftet. Da aber dieser Überzug wenig biegsam ist, so kann dieses Verfahren für Eisenteile, die nachträglich noch bearbeitet werden sollen, im allgemeinen keine Verwendung finden.

Neben diesen verschiedenen Mitteln zur Verhütung der Rostbildung hat man auch bei der Ausführung der Konstruktionen darauf zu achten, daß die einzelnen Konstruktionsteile zugänglich sind, um eine Ausbesserung bzw. Erneuerung des Rostschutzmittels eventuell vornehmen zu können und um ein Trocknen feucht oder naß gewordener Stellen durch den freien Zutritt der Luft möglichst zu fördern. Ferner muß darauf geachtet werden, daß keine sog. Wassersäcke entstehen, d. h. offene Schlitz- und Fugen oder größere, freibleibende Räume, in denen sich das Wasser ansammeln kann. Zur Vermeidung solcher Wassersäcke sind Schlitz- und Fugen mit Futterblechen oder Asphaltkitt auszufüllen und größere Hohlräume durch Anordnung von Abflußöffnungen zu entwässern.

§ 5. Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer.³⁾ Obgleich das Eisen nicht brennbar ist, so können die Eisenkonstruktionen doch nicht zu den feuersicheren Konstruktionen gerechnet werden, da die eisernen Tragkonstruktionen bei Bränden nicht tragfähig bleiben, sondern die Festigkeit des Eisens bei einer Temperaturerhöhung von über 300° C sehr rasch abnimmt. So sinkt die Festigkeit bei 500° C auf die Hälfte herab. Durch solche Temperaturerhöhungen werden bei Walzeisen Ausbiegungen verursacht, die in der Regel allmählich, manchmal aber auch sehr plötzlich zunehmen, und den Einsturz des brennenden Gebäudes zur Folge haben. Gußeisen, das infolge seiner geringen Zugfestigkeit starke Ausbiegungen nicht verträgt, wird rissig und brüchig und stürzt dann ebenfalls zusammen. Es kann angenommen werden, daß bei ungefähr 500° C das Flußeisen, sowie das Gußeisen keine dauernde Tragfähigkeit mehr besitzen.

Hieraus folgt, daß die Zeit zwischen Ausbruch des Feuers und dem Einsturz der eisernen Tragkonstruktionen sehr kurz sein kann, und dies ganz besonders, wenn die Querschnittsabmessungen gering und die Querschnittsbildungen für den Angriff des Feuers günstig sind. Die Erfahrung und Versuche haben gezeigt, daß Holzstützen mit großen Querschnitten ihre Tragfähigkeit bedeutend länger bewahren, als ungeschützte Eisenkonstruktionen.

Um nun das Eisen auch bei den Hochbaukonstruktionen in weitestem Maße verwenden zu können, hat man die Feuersicherheit der Eisenkonstruktionen durch Ummantelung der tragenden und stützenden Teile mittels feuerfester, die Wärme schlecht leitenden Materialien wesentlich zu erhöhen gesucht. Bei Brandproben und wirklichen Bränden haben sich diese Ummantelungen auch als sehr vorteilhaft gezeigt, und so

³⁾ Siehe HAGEN: »Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer«, herausgegeben im Auftrage des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. Berlin 1904.

kommen diese allgemein da zur Anwendung, wo es sich um einen guten Feuerschutz von Eisenkonstruktionen handelt.

Solche Feuerschutzummantelungen müssen die Eisenteile vor dem direkten Angriff des Feuers schützen und ferner die Übertragung der Wärme auf die Eisenteile bis zu einem gewissen Grade verhindern oder wenigstens möglichst lange hinausschieben. Das Ummantelungsmaterial muß also feuerbeständig sein und ein geringes Wärmeleitungsvermögen besitzen. Außerdem hat die Ummantelung das Eisen vor mechanischen Angriffen herabstürzender Bauteile und vor dem Auftreffen des Wasserstrahls zu schützen. Auch der Mantel selbst darf hierdurch nicht beschädigt werden. Es muß also der Schutzmantel eine große mechanische Festigkeit besitzen und mit Rücksicht hierauf wird man Hohlräume zwischen dem Eisen und dem Mantel vermeiden, die auch mit Rücksicht auf eine möglichst große Raumgewinnung nicht zu empfehlen sind.

Auf den Grad der Feuersicherheit ist es ohne wesentlichen Einfluß, ob der Mantel abnehmbar oder in dauerndem, festem Zusammenhang mit dem Eisenteil steht; doch ist es empfehlenswert, den Feuerschutzmantel noch durch eine 2 mm starke Eisenblechhülle zu schützen, wenigstens an den Stellen, die einer mechanischen Beschädigung im Betrieb oder bei Bränden besonders ausgesetzt sind. Auch gegen einen schädlichen Einfluß des Wasserstrahls sind diese Blechhüllen sehr vorteilhaft. Ist die Ummantelung nicht abnehmbar, so wird das geschützte Eisen der Überwachung entzogen, weshalb man zu solchen Ummantelungen nur ein Material verwenden soll, das mit Sicherheit eine Rostbildung oder chemische Umsetzung des Eisens verhindert.

Wie im § 4 schon angegeben, gibt Mörtel aus Portlandzement ein vorzügliches Rostschutzmittel ab, und da dieser gleichzeitig noch feuerbeständig ist und die Wärme schlecht leitet, so läßt er sich recht vorteilhaft zu unabnehmbaren Feuerschutzummantelungen verwenden.

Im Interesse einer rationellen Bauweise sollen die Ummantelungen die Kosten des gesamten Bauwerks nicht wesentlich erhöhen; d. h. die Beschaffungskosten des verwendeten Materials, sowie die Ausführungskosten dürfen nicht zu hoch sein.

Auf die verschiedenen Arten der Ausführung der feuersicheren Ummantelung kann Raummangels wegen hier nicht näher eingegangen werden, weshalb auf das in Anmerkung 3, S. 297 erwähnte Werk verwiesen wird. In diesem sind in zahlreichen Beispielen die gebräuchlichsten und wichtigsten Ummantelungen von Säulen und Unterzügen, die zahlreichen feuersicheren Decken, sowie feuersichere Dächer, Treppen, Wände und Türen vorgeführt und schließlich ist noch eine Kostenzusammenstellung der verschiedenen Ummantelungsarten für Säulen und Träger, sowie für feuersichere Decken beigefügt.

§ 6. Die Konstruktionsformen des Schmiedeeisens. Das Schweiß- und Flußeisen wird nach seiner Herstellung in verschiedene Grundformen, Konstruktionselemente, ausgewalzt oder ausgeschmiedet, aus denen die Eisenkonstruktionen zusammengesetzt werden. Diese Konstruktionselemente sind hauptsächlich: die Bleche, Stabeisen (Flacheisen, Quadrat- und Rundeisen), sowie die Profileisen oder Walzeisen. Hierzu kommen noch als besondere Formen: die Buckelplatten und Tonnenbleche, sowie die Riffel- und Wellbleche.

Die einzelnen Konstruktionselemente sind in verschiedenen Größen und Gewichten zu haben, und, solange die bestellten Stücke innerhalb bestimmter Grenzen des Gewichts oder der Größe bleiben, werden die Elemente zu einem bestimmten Einheitspreis, dem Grundpreis, geliefert. Für größere Längen und Gewichte als diese Normallängen oder Normalgewichte wird ein besonderer Preiszuschlag, der Überpreis, berechnet.

Die Normallängen der Walzeisen sind meist 4 bis 8, bei I-Eisen 4 bis 10 m. Die größten Längen, bis zu denen die einzelnen Profile ausgewalzt werden und für welche Überpreise zu zahlen sind, schwanken zwischen 12 und 16 m, bei I-Eisen zwischen 14 und 18 m. Die Lieferung noch größerer Längen bedarf einer besonderen Übereinkunft.⁴⁾

1. **Glatte Bleche.** Bleche mit Stärken bis zu 4,5 mm nennt man Feinbleche, diejenigen mit 5 mm und mehr Grobbleche. Die Feinbleche werden im Hochbau mitunter zu Verkleidungen, Ummantelungen usw. und als gelochte Bleche, Zierbleche, zur Verkleidung von Heizkörpern, Ausfüllung von Maueröffnungen usw. verwendet.

Für die eigentlichen Tragkonstruktionen des Eisenhochbaues kommen nur Grobbleche zur Anwendung und zwar mit Blechstärken von etwa 7 bis 20 mm; unter 7 bis 8 mm sollte man nicht gehen mit Rücksicht auf ein eventuelles Rosten, und größere Blechstärken als etwa 20 mm sind aus konstruktiven Gründen nicht empfehlenswert.

Der Grundpreis der Bleche richtet sich nach den Blechnummern, denn die normalen sowie die größten Maße und Gewichte sind für die verschiedenen Blechstärken verschieden, und zwar nehmen sie mit der Blechstärke zu.

2. **Stabeisen (Rund-, Quadrat-, Flacheisen usw.).** Die Stabeisen werden aus Schmiedeeisen in Längen von 3 bis 10 m gewalzt oder geschmiedet. Flacheisen ist rechteckiges Stabeisen von 5 bis 50 mm Dicke und 10 bis 131 mm Breite. Normallänge 6 m, Normalgewicht 200 kg. Eisen mit größerer Breite, von 131 bis 501 mm, bei Stärken von 5 mm und aufwärts, bezeichnet man als Universaleisen, das auf Universalwalzwerken hergestellt wird. Normallänge 12 m, Normalgewicht 500 kg. Dünnere Flacheisen unter 5 mm Stärke und bis 250 mm Breite, das bundweise und in größerer Länge verkauft wird, heißt Bändeisen.

3. **Walzeisen (Formeisen oder Profileisen).** Die Walzeisen werden in Deutschland fast ausschließlich aus Flußeisen gewalzt und nur auf besonderen Wunsch aus Schweiß-eisen hergestellt. Während früher die Walzwerke ihre eigenen Profilformen in den Handel brachten, werden heute die meisten Walzeisen in einheitlichen Profilen, den deutschen Normalprofilen⁵⁾ hergestellt, die zu den Eisenkonstruktionen tunlichst zu verwenden sind. In den Normalprofiltabellen (in Handbüchern, der »Hütte« usw.) sind für die verschiedenen Querschnittsformen, die Fertigprofile aufgeführt; Vorprofile (Zwischenprofile) können zu den Fertigprofilen hergestellt werden, sind jedoch nur für Winkel-eisen zu empfehlen. Die Profiltabellen enthalten die Abmessungen der Querschnittsflächen und Gewichte, sowie die Trägheits- eventuell auch Widerstandsmomente für die wichtigsten Achsen.

a) **Winkel-eisen.** Die Winkel-eisen sind Walzeisen mit 2 sog. Schenkeln. Je nach dem Winkel, den diese Schenkel miteinander bilden, unterscheidet man rechtwinkelige (Abb. 1 u. 3)⁶⁾, spitzwinkelige (Abb. 4) und stumpfwinkelige Eisen (Abb. 2). Bei gleichlangen Schenkeln spricht man von gleichschenkeligen, bei verschieden langen Schenkeln von ungleichschenkeligen

Abb. 1 bis 4. Winkel-eisen.

Abb. 1.

Abb. 2.

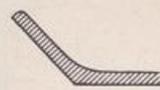
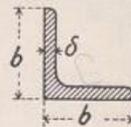
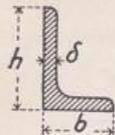


Abb. 3.

Abb. 4.



⁴⁾ Diese Angaben sind der »Hütte«, 19. Auflage, 1905, entnommen.

⁵⁾ Deutsches Normalprofilbuch, gemeinsam herausgegeben vom Vereine deutscher Ingenieure, vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und vom Vereine deutscher Eisenhüttenleute.

⁶⁾ Die Abb. 1 bis 7, 9, 28, 380, 400 bis 402, 416 bis 419 sind entnommen aus ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Brückenbau«, bearbeitet von Geh. Baurat Prof. LANDSBERG, 3. Aufl. 1908.

Winkelisen. Die letzteren werden mit den Schenkelverh ltnissen $b:h = 1:1\frac{1}{2}$ und $b:h = 1:2$ hergestellt.

Bei Winkelisen bis 70 mm Schenkelbreite ist die Normallänge 8 m, bei solchen über 70 mm Schenkelbreite 10 m; bei ungleichschenkeligen Winkelisen gilt dasselbe in bezug auf den gr o ten der beiden Schenkel. Die gr o te Länge ist 20 m und mehr, je nach den Querschnitten. Auch werden Vorprofile mit gleichen Schenkelbreiten und 1 mm gr o erer Schenkelst rke gewalzt. Die gewöhnliche Schreibweise für Winkelisen ist $\overline{b \cdot b \cdot \delta}$ bzw. $\overline{b \cdot h \cdot \delta}$. Die Normalprofilnummer gibt die Schenkelbreite in Zentimetern an.

b) T-Eisen. Bei den deutschen Normalprofilen der T-Eisen unterscheidet man breitf u ige, $h:b = 1:2$ (Abb. 5) und hochstegige T-Eisen, $h:b = 1:1$ (Abb. 6). Die Breite b nennt man die Fußbreite, die Höhe h die Steghöhe. Die Normallänge beträgt 8 m, die gr o ten Längen sind 12 bis 16 m.

c) I-Eisen sind die meist verwendeten Walzbalken. Sie eignen sich durch ihre Form sehr vorteilhaft für auf Biegung beanspruchte Träger.

Die Profile (Abb. 7) bestehen aus einem Steg und 2 Flanschen. Die Querschnittsh hen der verschiedenen Profile in Zentimetern stellen zugleich die Profilnummern dar. Das kleinste Normalprofil ist Nr. 8, das gr o te Nr. 55.

Neuerdings werden von verschiedenen Walzwerken auch Profile mit 60 cm Querschnittshöhe hergestellt. Normallängen 4 bis 10 m, gr o te Längen 14 bis 18 m.

Diese I-Profile haben sich im allgemeinen gut bewährt, doch ist wegen der im Verhältnis zur Höhe schmalen Flanschen die seitliche Steifigkeit eine sehr geringe, so daß ihre Verwendung zu Stützen sehr unzweckmäßig ist. Es machte sich so ein Bedürfnis nach breitflanschigen Profilen geltend, und es wurde von GREY ein besonderes Universalwalzwerk für breitflanschige Träger (Abb. 8) konstruiert. Ein derartiges Walzwerk ist seit 1902 auf der Differdinger H tte im Betrieb und es werden solche Profile auch kurzweg Differdinger Profile genannt. Diese Differdinger Profile werden von

Abb. 5 u. 6. T-Eisen.

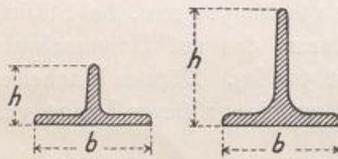


Abb. 8. Breitflanschige I-Eisen.

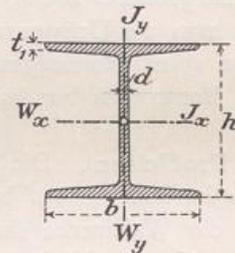


Abb. 7. I-Eisen.

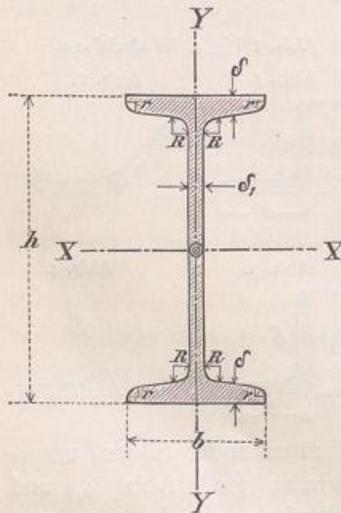
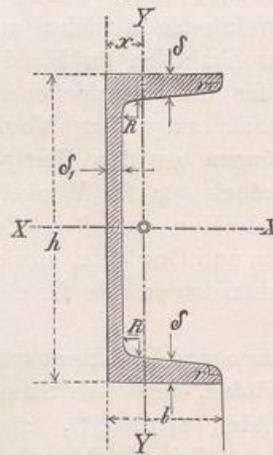


Abb. 9. C-Eisen.



Nr. 24 bis Nr. 75 hergestellt, wobei die Profilnummer wieder die Querschnittshöhe in Zentimetern angibt. Bis zu Nr. 30 ist die Flanschbreite gleich der Querschnittshöhe selbst; bei den Profilen über Nr. 30 bleibt die Flanschbreite unveränderlich 30 cm.

d) C-Eisen. Die Profilnummern der C-Eisen (Abb. 9), die den Höhen in Zentimetern entsprechen, liegen innerhalb der Grenzen 3 und 30; als Normallängen gelten diejenigen von 4 bis 8 m, und die gr o ten Längen sind 12 bis 16 m.

e) Γ -Eisen (Abb. 10). Die Grenzprofile sind die Profile Nr. 3 und Nr. 20. Auch hier ist die Nummer gleich der Höhe in Zentimeter. Normallängen sind 4 bis 8 m, größte Längen 12 bis 16 m.

Abb. 10. Γ -Eisen.

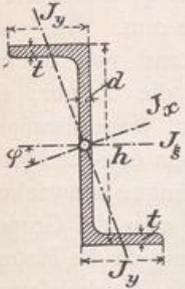


Abb. 11. Belageisen.

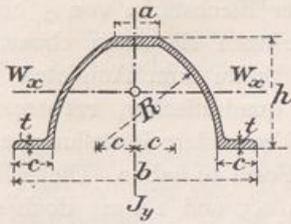
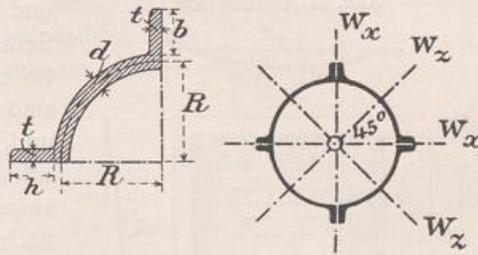


Abb. 12 u. 13. Quadranteisen.



f) *Belageisen (Zores-Eisen)*. Die Belageisen (Abb. 11) können im Hochbau zur Konstruktion von Decken und auch als Rinneneisen usw. Verwendung finden; besonders aber dienen sie zur Herstellung der Fahrbahn- und Fußwegtafeln bei eisernen Brücken.

g) *Quadranteisen* (Abb. 12). Die Profilnummern, zwischen Nr. 5 und Nr. 15, geben den mittleren Radius R an; die Normallängen sind 4 bis 8 m, die größten Längen 12 bis 16 m. Sie eignen sich ganz besonders zur Herstellung schmiedeeiserner Säulen und Rohre (Abb. 13). Auch sind Vorprofile mit 1 mm größeren Wandstärken erhältlich.

h) *Handleisten- oder Geländereisen* (Abb. 14). Die Profilnummern 4, 6, 8, 10 und 12 geben die Breite B in Zentimetern an. Sie sind erhältlich in Normallängen von 4 bis 8 m und in größeren Längen von 12 bis 16 m.

Abb. 14. Geländereisen.

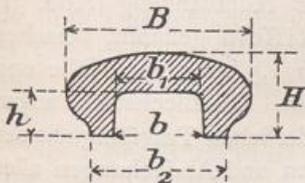
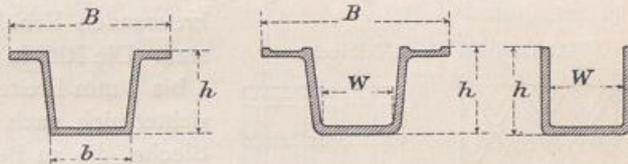


Abb. 15 bis 17. Rinneneisen.



Außer diesen aufgeführten deutschen Normalprofilen kommen im Hochbau noch verschiedene andere Walzeisenformen zur Verwendung, wie z. B.:

i) *Rinneneisen* (Abb. 15 bis 17), die bei den Dachkonstruktionen hauptsächlich bei Glasdeckungen (Sparrenrinnen) und Oberlichtern angewendet werden.

Abb. 18 u. 19. T-förmige Sprosseneisen.

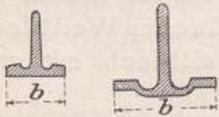
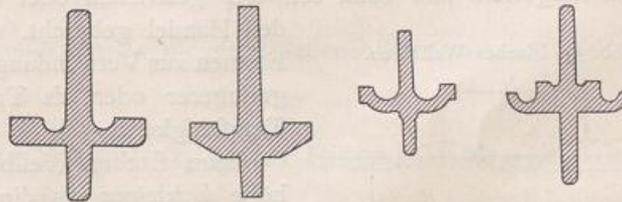


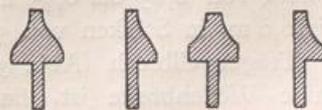
Abb. 20 bis 23. Kreuzförmige Sprosseneisen.



k) *Sprosseneisen*, ebenfalls für Glasdeckungen. Man unterscheidet T-förmige (Abb. 18 u. 19) und kreuzförmige Sprossen (Abb. 20 bis 23).

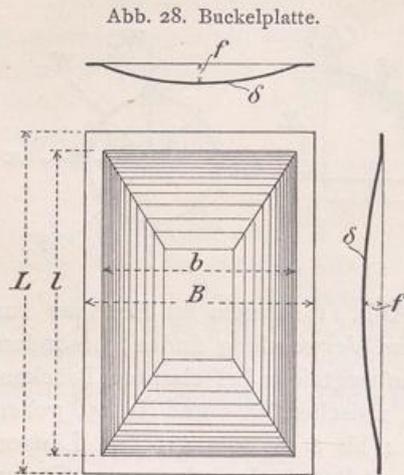
l) *Fenstereisen*. Diese sind als ganze (Abb. 24 u. 26) und halbe Fenstereisen (Abb. 25 u. 27) zu haben.

Abb. 24 bis 27. Fenstereisen.



Des weiteren wären noch die Zierleisteneisen zu erwähnen, die nur dekorativen Zwecken dienen.

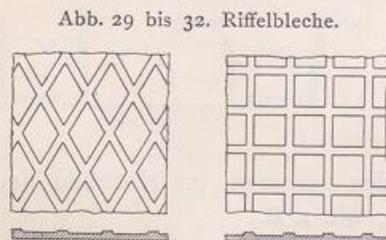
4. Buckelplatten und Tonnenbleche. Die Buckelplatten, auch Trogbleche genannt (Abb. 28), werden aus Flußeisen hergestellt und sind nach Art der Kloostergew lbe



gebildet, mit einem Stich von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15}$ der Breite b und einer Blechstärke von 5 bis 10 mm. An jeder Seite besitzen sie einen ebenen Rand von 60 bis 80 mm Breite zum Aufnieten auf die Träger; sie sind in quadratischer, rechteckiger, trapezförmiger und, auf besondere Bestellung, auch in drei- und viereckiger Form zu haben. Die Seitenlängen schwanken zwischen 0,5 und 2,0 m; doch soll man die Grundfläche nicht über 2 bis 2,25 qm wählen, da die Platten sonst zu unhandlich werden. Die Buckelplatten dienen hauptsächlich zur Herstellung von Abdeckungen, besonders zum Belegen eiserner Brücken.

Die Tonnenbleche, die auch H ngebleche heißen, sind nach Art der flachen Kappen mit einem Stich von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ aus Flußeisen geformt. Sie werden ähnlich wie die Buckelplatten zu Abdeckungen benutzt und sind in rechteckiger Grundform in allen Abmessungen, von 0,5 bis 3,0 m Länge und 0,5 bis 2,0 m Breite, in Blechstärken von 5 bis 10 mm zu haben. Zum Auflagern und Annieten besitzen sie an jeder Längsseite einen ebenen Rand von 60 bis 80 mm Breite.

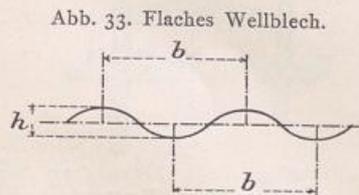
5. Riffelbleche oder gerippte Bleche. Abb. 29 bis 32 sind ebene Bleche, die auf der einen Seite mit geradlinigen,



sich schräg (Abb. 29) oder rechtwinkelig (Abb. 31) kreuzenden Erhöhungen, Riffeln genannt, versehen sind. Die Riffeln werden in 1,5 bis 3 mm Höhe und 4 bis 5 mm Breite hergestellt. Die Blechstärke selbst richtet sich nach der erforderlichen Tragfähigkeit der Bleche, die zu Belagzwecken und Abdeckungen aller Art benutzt werden. Die Riffeln sollen die Oberfläche rauh gestalten, um ein Ausgleiten möglichst zu verhindern. Ähnliche Verwendung finden auch die Warzenbleche, bei denen die Oberfläche nicht

durch Riffeln, sondern durch warzenförmige Erhöhungen rauh gehalten wird.

6. Wellbleche werden meist durch Wellung von Feinblech in verschiedenen Tafelgr o en hergestellt und dann schwarz, gestrichen oder verbleit, meist aber verzinkt in den Handel gebracht. Das Wellblech kommt in zwei Formen zur Verwendung: Als flaches Wellblech mit geringerer oder als Trägerwellblech mit gr o erer Tragfähigkeit.



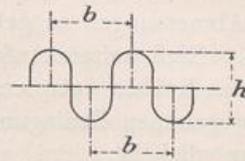
Beim flachen Wellblech (Abb. 33) ist die Wellenhöhe h kleiner als die halbe Wellenbreite. Es wird hauptsächlich zu Dachdeckungen benutzt und ist in

Tafeln von 0,65 bis 0,95 m Breite und 2,0 bis 3,0 m Länge, mit Preisaufschlag auch bis 6,0 m, in Stärken von 5 bis 12,5 mm erhältlich.

Trägerwellblech (Abb. 34), bei dem die Wellenhöhe gleich oder gr o er als die halbe Wellenbreite ist, findet besonders bei Deckenkonstruktionen und Wellblech-

konstruktionen reichliche Anwendung, dagegen zur Dachdeckung nur bei größeren Pfettenabständen. Die gewöhnliche Tafellänge ist 3,0 bis 4,0 m, die größte Länge 6,0 m; die Tafelbreite richtet sich nach dem Profil und schwankt zwischen 0,45 und 0,9 m, die erhältlichen Blechstärken sind 1 bis 5 mm. Das Trägerwellblech wird gerade oder gewölbt (bombiert) benutzt. Gewölbt Wellblech trägt bei gleichmäßiger Belastung und bei einem Stich von $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{10}$ (wegen der gewölbartigen Wirkungsweise) etwa das 8 bis 10fache der zulässigen Last des geraden Wellblechs.

Abb. 34. Trägerwellblech.



§ 7. Die Prüfung des Eisens. Die Eigenschaften, die das zu baulicher Verwendung kommende Eisen erfüllen soll, und die Prüfung des Eisens auf diese erforderlichen Eigenschaften sind festgelegt in den vom Vereine deutscher Eisenhüttenleute aufgestellten »Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl«⁷⁾.

Mit diesen Vorschriften stimmen die auf S. 293 schon erwähnten »Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau«⁸⁾, soweit zugänglich, überein. In diesen Normalbedingungen heißt es unter I. das Prüfungsverfahren: »Für die Beurteilung des Materials sind Zerreiß-, Biege- und Bearbeitungsproben maßgebend. Mit sichtbaren Fehlern behaftete Probestäbe dürfen nicht verwendet werden.

Die Stäbe für Zerreißproben sind von dem zu untersuchenden Eisen kalt abzutrennen und kalt zu bearbeiten. Die Wirkungen etwaigen Scherenschnitts, sowie des Auslochens oder Aushauens sind zuverlässig zu beseitigen. Ausglühen ist, wenn das Gebrauchsstück nicht ebenfalls ausgeglüht wird, zu unterlassen.

Auf den Probestäben ist die Walzhaut möglichst zu belassen.

Die Probestäbe sollen in der Regel eine Versuchslänge von 200 mm bei 300 bis 500 qmm Querschnitt haben. Bei Rundstäben von weniger als 20 mm Durchmesser ist die Versuchslänge gleich dem zehnfachen Durchmesser. Über die Versuchslänge hinaus haben die Probestäbe nach beiden Seiten noch auf je 10 mm Länge den gleichen Querschnitt.

Wenn bei Ausführung der Probe der Bruch außerhalb des mittleren Drittels der Versuchslänge des Stabes erfolgt, so ist die Probe zu wiederholen, falls die Dehnung ungenügend ausfällt.

Die Zerreißmaschinen müssen leicht und sicher auf ihre Richtigkeit geprüft werden können.

Zu Biegeproben sind Materialstreifen von 30 bis 50 mm Breite oder Rundeisenstäbe von einer der Verwendung entsprechenden Dicke zu benutzen. Die Probestücke müssen auf kaltem Wege abgetrennt werden. Die Kanten der Streifen sind abzurunden.«

Näheres über die einzelnen Probearten für die verschiedenen Eisensorten ist aus den angegebenen Quellen ersichtlich.

B. Die Grundlagen für die Berechnung der Eisenkonstruktionen.

§ 8. Aufgabe und Wesen der Berechnung. Die Aufgabe der Berechnung der Hochbaukonstruktionen beruht auf den Gesetzen des Gleichgewichts und besteht in der Untersuchung der Bedingungen, die erfüllt sein müssen, damit die Konstruktionen

⁷⁾ Zu beziehen vom Kommissionsverlage von AUGUST BAGEL in Düsseldorf.

⁸⁾ Zu beziehen von W. ERNST & SOHN, Berlin W., Wilhelmstr. 90.

den auf sie wirkenden äußeren Kräften das Gleichgewicht halten können. Es sind also zunächst die äußeren Kräfte für die möglichen, denkbar ungünstigsten Belastungsweisen und dann die durch diese Belastungen erzeugten Auflagerkräfte und inneren Kräfte zu ermitteln und schließlich hiernach den einzelnen Konstruktionsteilen die erforderlichen Abmessungen zu geben.

Eine weitere Aufgabe der Berechnung ist die, den Konstruktionen eine den auftretenden Kräften entsprechende möglichst günstige Form zu verleihen, soweit dies durch die gegebenen Bedingungen und Verhältnisse, wie schönes Aussehen, Raumausnutzung usw., möglich ist.

Die äußeren Kräfte zerfallen in Belastungen und Lagerreaktionen. Die Belastungen setzen sich zusammen aus Eigengewicht (ständige Last) und zufälliger Belastung.

Die Eigengewichte sind vor der Berechnung der Konstruktionen nicht bekannt und man muß diese nach ähnlichen Konstruktionen schätzen oder durch angenäherte überschlägliche Berechnungen annähernd ermitteln. Für in der Praxis sich oft wiederholende Konstruktionen, wie Decken, Dächer usw., hat man auch Eigengewichtstabellen aufgestellt, die in den verschiedenen Hand- und Lehrbüchern, in der »Hütte« usw. angegeben sind. Bei der Besprechung der einzelnen Konstruktionen wird hierauf noch näher eingegangen werden.

Die zufälligen Lasten sind hauptsächlich Nutz- und Verkehrslasten, sowie andere, durch die Natur bedingte, zeitweise auftretende Kräfte, wie Schneelast, Winddruck usw. Die Nutz- und Verkehrslasten treten besonders bei Deckenkonstruktionen auf, und zwar bestehen sie für Wohn- und öffentliche Räume, wie Säle, Theater und Versammlungsräume, meist in der Belastung durch Menschengedränge, während sie bei Lagerräumen, Speichern usw. sehr oft durch die aufgestapelten Waren, Maschinen usw. gebildet werden. Für Dächer und Türme sind hauptsächlich die Windkräfte und eventuell auch Schneelast als zufällige Lasten von wesentlichem Einfluß.

Aber nicht allein die Belastungsgrößen, sondern auch die Belastungsart der zufälligen Lasten kann auf die ungünstigste Beanspruchung der Konstruktion von Bedeutung sein. So ist z. B. genau zu untersuchen, ob die volle oder die einseitige Belastung die ungünstigste Belastungsart für die vorliegende Konstruktion ist und die sich ergebende ungünstigste Belastungsart muß der Berechnung zugrunde gelegt werden. Außerdem ist noch festzustellen, ob die Belastung durch zufällige Last mit Erschütterungen und Stößen oder allmählich, ohne Erschütterung erfolgt; denn stoßweise wirkende Kräfte erfordern eine besondere Beachtung, da sie auf die Wahl des Materials (kein Gußeisen) und die Höhe der zulässigen Materialbeanspruchung von Einfluß sind.

Nachdem so die ungünstigsten äußeren Belastungen ermittelt sind, müssen zunächst die hierzu gehörigen Auflagerreaktionen und dann die durch die Belastungen und Auflagerreaktionen erzeugten inneren Kräfte berechnet werden. Zur Ermittlung der Lagerreaktionen und inneren Kräfte genügen im allgemeinen die Gleichgewichtsbedingungen (statisch bestimmte Konstruktionen); ist dies nicht der Fall, so muß zur Berechnung der durch das Gleichgewicht nicht bestimmbareren Unbekannten die Elastizitätslehre zu Hilfe genommen werden (statisch unbestimmte Konstruktionen). Auf die verschiedenen Methoden der rechnerischen und graphischen Bestimmung der Reaktionen und inneren Kräfte wird in den Abschnitten IV und V dieses Kapitels etwas näher eingegangen.

§ 9. Die Grundbegriffe der Elastizitäts- und Festigkeitslehre und die Beanspruchungsarten des Eisens. Das Eisen gehört zu den elastischen Körpern, d. h. es hat die Eigenschaft, unter Einwirkung von Kräften seine Form zu ändern und nach Aufhören der Kräftewirkungen seine frühere Gestalt mehr oder weniger wieder

anzunehmen. Derjenige Teil der Formänderung oder Deformation, der wieder verschwindet, nennt man elastische Formänderung; der nichtverschwindende Teil wird dauernde oder bleibende Formänderung genannt. Die gesamte Formänderung ist eine Folge der durch die äußeren Kräfte erzeugten inneren Kräfte, die man, auf die Flächeneinheit bezogen, als Spannung bezeichnet.

Bleibt man bei Schweiß Eisen, Flußeisen und Stahl mit diesen Spannungen innerhalb einer gewissen Grenze, der Proportionalitätsgrenze, so wachsen die Deformationen direkt proportional den Spannungen. Eine weitere charakteristische Spannungsgrenze ist die Elastizitätsgrenze; solange die Spannungen innerhalb dieser Grenze bleiben, erscheint der Körper elastisch; d. h. die bleibenden Deformationen sind so gering, daß sie vernachlässigt werden können. Bei Schweiß Eisen, Flußeisen und Stahl fallen Elastizitäts- und Proportionalitätsgrenze zusammen.

Wachsen die Spannungen über diese Grenzen hinaus, so nehmen die Deformationen nicht mehr proportional den Spannungen, sondern auf Kosten größerer bleibender Formänderungen wesentlich rascher zu, bis schließlich eine schon mit bloßem Auge merkbare Formänderung des Materials eintritt (Fließ- oder Streckgrenze) und schließlich eine Zerstörung des Körpers erfolgt (Bruchgrenze).

Die Spannung, die ein Körper höchstens erleiden kann, ehe er zerstört wird, nennt man den Festigkeitskoeffizienten des Materials (auch kurzweg Festigkeit).

Für Gußeisen, auch für Beton, Zementmörtel und Steine, gilt das Proportionalitätsgesetz nicht; es ist keine Proportionalitätsgrenze vorhanden, d. h. die Deformationen wachsen hier nicht direkt proportional den Spannungen; auch nicht unterhalb einer gewissen Grenze.

Für die Betrachtung der verschiedenen Beanspruchungsarten seien stabförmige Körper zugrunde gelegt, d. h. Körper, deren Längenabmessungen wesentlich größer sind als die Querabmessungen. Unter dem Querschnitt eines stabförmigen Körpers versteht man einen Schnitt senkrecht zur Längsrichtung. Die Verbindungslinie der Schwerpunkte sämtlicher Querschnitte des Körpers nennt man Achse. Bei gerader Achse spricht man von einem geraden, bei krummer Achse von einem krummen stabförmigen Körper.

Je nach der Wirkung der Kräfte zu der Achse eines stabförmigen Körpers unterscheidet man verschiedene Arten der Beanspruchungen und der Festigkeit, und zwar Beanspruchung auf Zug und Druck, Beanspruchung auf Schub (Abscherung), Beanspruchung auf Biegung und Beanspruchung auf Verdrehung oder Torsion, und dementsprechend auch Festigkeit gegen Zug und Druck, gegen Schub, gegen Biegung und Torsion.

1. Beanspruchung auf Zug und Druck tritt auf, wenn die äußeren Kräfte in die Richtung der Achse fallen, wenn sie also eine Verschiebung der Querschnitte derart verursachen, daß diese zwar parallel bleiben, aber ihre Abstände voneinander in der Richtung der Achse verändern und zwar bei Zug vergrößern, bei Druck verringern.

Zug- oder Druckfestigkeit ist diejenige Zug- oder Druckspannung, d. h. die auf die Flächeneinheit wirkende Kraft, die unmittelbar vor der Zerstörung durch reinen Zug oder Druck vorhanden ist.

2. Beanspruchung auf Schub oder Abscherung tritt auf, wenn die Kräfte zwei unmittelbar nebeneinander liegende Querschnitte gegeneinander senkrecht zur Achse verschieben wollen, so daß ihre Entfernung in der Richtung der Achse nicht geändert wird.

Schubfestigkeit ist die unmittelbar vor der Zerstörung des Körpers durch Schub in dem Abscherungsquerschnitt auftretende Schubspannung.

3. **Beanspruchung auf reine Biegung** tritt auf, wenn die äußeren Kräfte zwei benachbarte Querschnitte gegeneinander so verdrehen wollen, daß diese nach der Verdrehung nicht mehr parallel sind; bei dieser Verdrehung ändern sich jedoch die Abstände ihrer Schwerpunkte nicht.

Biegungsfestigkeit ist diejenige Biegungsspannung, die in den äußersten Fasern, der auf Biegung beanspruchten Querschnitte unmittelbar vor der Zerstörung des Körpers durch Biegung vorhanden ist.

4. **Verdrehungs- oder Torsionsbeanspruchung** tritt auf, wenn die äußeren Kräfte zwei unmittelbar nebeneinanderliegende Querschnitte um die Achse des Körpers so verdrehen wollen, daß die Querschnitte parallel bleiben und ihren Abstand in der Richtung der Achse nicht ändern.

Torsionsfestigkeit ist die unmittelbar vor der Zerstörung des Körpers durch Torsion an der Bruchstelle auftretende Torsionsspannung. Die Torsionsbeanspruchung ist für die Hochbaukonstruktionen von untergeordneter Bedeutung, und soll hierauf an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden.

Treten von den erwähnten Beanspruchungen zwei oder mehr gleichzeitig auf, so spricht man von zusammengesetzter Beanspruchung und demgemäß auch von zusammengesetzter Festigkeit.

In der Praxis handelt es sich nun weniger um die Festigkeiten für die verschiedenen Beanspruchungsweisen als um die betreffende zulässige Inanspruchnahme. Unter dieser letzteren versteht man diejenige Kraft für ein qcm, die man dem Material mit Sicherheit auf die Dauer zumuten kann. Für die Wahl dieser zulässigen Beanspruchung ist die Elastizitätsgrenze maßgebend, und zwar soll diese niemals erreicht oder gar überschritten werden. Um nun aber unvorhergesehenen Überbelastungen oder Materialänderungen Rechnung zu tragen, führt man einen Sicherheitskoeffizienten ein, indem man mit der zulässigen Beanspruchung nur bis zu einem Bruchteil der Elastizitätsgrenze herangeht, z. B. $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$.

Näheres über die zulässigen Beanspruchungen für die verschiedenen Beanspruchungsarten findet sich in § 10. Für solche Konstruktionen, die einem plötzlichen Belastungswechsel unterworfen sind und bei denen die Belastungen mit Erschütterung oder Stößen verbunden auftreten, nimmt man die zulässige Beanspruchung geringer an als bei den durch ruhende Belastung beanspruchten Konstruktionen; man rechnet dann noch mit einem sog. Stoßkoeffizienten, indem man als zulässige Beanspruchung einen weiteren Bruchteil der zulässigen Beanspruchung für ruhende Lasten einführt, oder die stoßend wirkenden Lasten mit einem größeren Wert in Rechnung stellt.

Bei der Belastung der Konstruktion spielt noch der Elastizitätsmodul oder die Elastizitätszahl eine wesentliche Rolle. Diese Zahl gibt uns ein Bild von der Widerstandsfähigkeit des Materials gegen Deformationen; je größer der Elastizitätsmodul ist, desto widerstandsfähiger ist das Material gegen elastische Deformationen.

Die Größe (E) der Elastizitätszahl für die verschiedenen Materialien hat man durch Versuche bestimmt und hat als Mittelwert für Fluß-, Schweißeisen und Stahl gefunden $E = 2000000$ kg/qcm, für Gußeisen 1000000 kg/qcm.

§ 10. Berechnungsweise für die verschiedenen Beanspruchungsarten.

1. **Zug- und Druckfestigkeit (Normalspannung, Normalfestigkeit).** Wirken auf einen stabförmigen, geradachsigen Körper äußere Kräfte in der Stabachse, so erzeugen diese eine über den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilte Zug- oder Druckbeanspruchung, je nachdem die Kräfte dem Körper eine positive Verlängerung oder eine negative Verlängerung (Verkürzung) zu erteilen bestrebt sind. Hat der Stab konstanten

Querschnitt und ist F die Querschnittsfläche in qcm, P die Größe der Kraft in kg, so ist die Spannung in diesem Querschnitt

$$\sigma = \frac{P}{F} \text{ kg/qcm.} \quad (1)$$

Diese Spannung darf nun die zulässige Beanspruchung nicht überschreiten. Bezeichnet man diese mit k , und soll der Stab für eine vorliegende Kraft P dimensioniert werden, so ergibt sich als erforderliche Querschnittsfläche

$$F = \frac{P}{k}. \quad (2)$$

Die zulässige Beanspruchung auf Zug sei k_z ,
 » » » » Druck » k_d .

Für ruhende Belastung kann man als zulässige Beanspruchung $\frac{2}{3}$ der Elastizitätsgrenze einführen. Da nun die

Elastizitätsgrenze bei Schweißeisen für Zug und Druck = rund 1600 kg/qcm

» » Flußeisen » » » » = » 2000 » ,

so sind die zulässigen Beanspruchungen auf Zug und Druck für ruhende Belastung:

bei Schweißeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 1600 = 1050$ kg/qcm

» Flußeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 2000 = 1350$ »

Bei stoßend wirkender Belastung wählt man die zulässige Beanspruchung nur $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ so hoch als bei ruhender Belastung, demnach:

bei Schweißeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 1050 = 700$ kg/qcm

» Flußeisen $k_z = k_d = \frac{2}{3} \cdot 1350 = 900$ »

Bei Gußeisen liegt die Elastizitätsgrenze für Zug bei rund 650 kg/qcm und für Druck bei rund 1700 kg/qcm. Jedoch werden die zulässigen Beanspruchungen beim Gußeisen wegen seiner Sprödigkeit verhältnismäßig viel geringer angenommen als bei Schmiedeeisen, und zwar ist allgemein festgesetzt:

Zulässige Beanspruchung auf Zug 250 kg/qcm

» » » Druck 500 »

Diese Werte gelten nur für ruhende Belastung; für stoßende Belastung darf Gußeisen keine Verwendung finden.

Die folgende Tabelle gibt übliche Mittelwerte für die zulässigen Beanspruchungen, sowie für die Elastizitätszahlen und spezifischen Gewichte der verschiedenen Eisensorten an, wobei Schweißeisen und Flußeisen als Schmiedeeisen zusammengekommen sind.

Tabelle: Zulässige Beanspruchungen, Elastizitätszahlen und spezifische Gewichte der verschiedenen Eisensorten.

Material	Zulässige Beanspruchungen in kg/qcm				Elastiz. Mod. kg/qcm	Spez. Gew. in kg/cbm
	bei stoßender Belastung		bei ruhiger Belastung			
	Zug	Druck	Zug	Druck		
Gußeisen	—	—	250	500	1 000 000	7250
Schmiedeeisen	750	750	1000	1000	2 000 000	7800
Stahl	1500	1500	1500—1800	1800—2000	2 000 000	7850

Wie schon in § 9 angeführt wurde, tritt mit jeder Beanspruchung eine Formänderung auf, die bei Schmiedeeisen und Stahl innerhalb der Elastizitätsgrenze proportional der

Spannung wacht. Dieses Elastizitatsgesetz lautet f ur einen Stab mit konstantem Querschnitt

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E}, \quad (3)$$

worin l die urspr ungliche Stablange und Δl gleich der Verlangerung des Stabes ist.

Hierin nach Formel 1 f ur σ den Wert $\frac{P}{F}$ eingesetzt, ergibt

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{P}{F \cdot E},$$

woraus sich die Gesamtverlangerung des Stabes findet:

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{E \cdot F}. \quad (4)$$

Mit jeder Langenanderung ist eine Queranderung verbunden, und zwar im entgegengesetzten Sinne, d. h. einer positiven Langenanderung entspricht eine negative Queranderung und umgekehrt. Sind die Querabmessungen des prismatischen Stabes a und b , so ist

$$\frac{\Delta a}{a} = \frac{1}{m} \cdot \frac{\Delta l}{l} \quad \text{und} \quad \frac{\Delta b}{b} = \frac{1}{m} \cdot \frac{\Delta l}{l}.$$

m ist f ur alle K orper, die nach allen Seiten gleich elastisch sind, also auch f ur Eisen, annahernd eine Zahl zwischen 3 und 4, f ur Schmiedeeisen und Stahl empfiehlt sich der Wert $m = 3$.

Bei einem Stab mit nicht konstantem Querschnitt hat man bei der Dimensionierung oder Spannungsberechnung die schwachste Stelle ins Auge zu fassen, d. h. den Nettoquerschnitt zu berechnen. So ist z. B. bei Eisenkonstruktionen an den Anschluß- und Stoßstellen der Stabquerschnitt durch die Niet- oder Schraubenl ocher geschwacht und diese Schwachungen sind bei der Dimensionierung zu berücksichtigen, indem der wirkliche Stabquerschnitt um diese Schwachung gr oer zu nehmen ist, als die berechnete, erforderliche Querschnittsflache. Dieser Zuschlag f ur die Schwachung kommt hauptsachlich bei den gezogenen Staben in Betracht, weniger bei den gedruckten; denn hier ist die Schwachung in den meisten Fallen durch die Verbindungsmittel wieder ausgef ullt.

Dagegen ist bei gedruckten Staben gegen die Gefahr des Ausknickens vorzubeugen, d. h. es ist die Knicksicherheit bei gedruckten Staben nachzuweisen. Ein vollkommen gleichartiger, geradachsiger Stab, der genau zentrisch belastet ist, d urfte theoretisch kein Ausknicken erleiden; da aber praktisch diese Bedingungen nicht erf ullbar sind, so haben diese Abweichungen von der theoretischen Form und Art der Belastung ein Ausbiegen des Stabes zur Folge, wenn nicht nach allen Seiten eine gen ugende Steifigkeit vorhanden ist. Einen Ausdruck f ur diese nach jeder Seite hin mindestens n otige Steifigkeit ist gegeben in der EULERSchen Knickformel:

$$J_{\min} \geq \frac{s \cdot l^2 \cdot P}{C \cdot E}. \quad (5)$$

Hierin bedeutet J_{\min} das kleinste Tragheitsmoment in cm^4 , s den Sicherheitsgrad, l die freie Stablange in cm, P die Stabkraft in kg, C eine Konstante, die von der Endbefestigung des Stabes abhangt und E den Elastizitatsmodul.

In bezug auf die Konstante C unterscheidet man 4 Arten von Endbefestigungen und somit 4 Knickfalle:

1. Der Stab ist am einen Ende eingespannt und am anderen Ende frei (Abb. 35)⁹⁾

$$C = \frac{\pi^2}{4}$$

2. Der Stab ist an beiden Enden gelenkartig gehalten (Abb. 36)

$$C = \pi^2$$

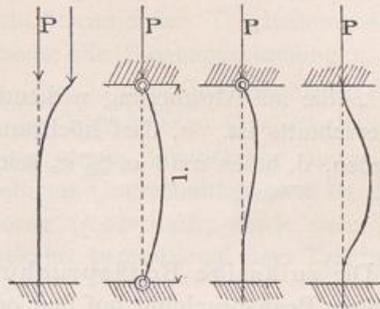
3. Der Stab ist am einen Ende eingespannt und am anderen gelenkartig gehalten (Abb. 37)

$$C = 2 \cdot \pi^2$$

4. Der Stab ist an beiden Enden eingespannt (Abb. 38)

$$C = 4\pi^2$$

Abb. 35 bis 38. Die 4 Knickfälle.



In der Praxis spielt der Fall 2, bei dem die beiden Stabenden gelenkartig gehalten sind, und für den die Konstante $C = \pi^2$ ist, eine vorwiegende Rolle. Denn für die meisten Konstruktionsteile, wie Fachwerksstäbe, Stützen usw. wird für die Berechnung derselben eine gelenkartige Endbefestigung angenommen und oft eine solche auch ausgeführt. Setzt man für diesen 2. Knickfall in die EULERSche Formel den Wert $C = \pi^2$ oder 10, die Stabkraft in Tonnen und die freie Länge in Metern ein, so ergibt sich nach Formel 5 für Schmiedeeisen und Stahl, für die $E = 2000000$ kg/qcm ist, und für eine 5fache Sicherheit ($s = 5$):

$$J_{\min} \geq \frac{5 \cdot l^2 \cdot 100 \cdot 100 \cdot P \cdot 1000}{10 \cdot 2000000}$$

und hieraus die einfache Formel:

$$J_{\min} \geq 2,5 \cdot P \cdot l^2, \quad (6)$$

worin P in t und l in m einzusetzen ist.

Für Gußeisen, für das $E = 1000000$ kg/qcm ist und für das eine 8fache Sicherheit ($s = 8$) verlangt wird, ergibt sich der Wert

$$J_{\min} \geq \frac{8 \cdot l^2 \cdot 100 \cdot 100 \cdot P \cdot 1000}{10 \cdot 1000000}, \text{ oder} \\ J_{\min} \geq 8 \cdot P \cdot l^2. \quad (7)$$

Auch hier ist P in t und l in m einzusetzen.

Liegt ein anderer Knickfall vor, so kann dieser aus Fall 2 leicht durch einfache Multiplikation mit der Verhältniszahl der Konstanten geschehen. Z. B. bei Fall 1 muß J_{\min} viermal so groß und bei Fall 3 nur halb so groß sein als bei Fall 2, wenn man die gleiche Knicksicherheit erhalten will.

Der Vorgang bei der Berechnung gedrückter Stäbe ist folgender: Zunächst wird die erforderliche Querschnittsfläche $F = \frac{P}{k}$ ermittelt und diese, wenn möglich so angeordnet, daß das für die Knicksicherheit erforderliche, kleinste Trägheitsmoment mindestens vorhanden ist. Genügt trotz geschickter Anordnung die berechnete Querschnittsfläche nicht zur Erzielung der verlangten Steifigkeit, so muß man zur Erreichung des erforderlichen J_{\min} die Querschnittsfläche entsprechend vergrößern.

⁹⁾ Die Abb. 35 bis 38, 89, 90, 115 bis 119, 128, 129, 145, 146, 227, 234, 255, 256, 271 bis 274, 279, 280, 286 bis 291, 302 bis 304, 308 bis 322, 332 bis 337, 340 bis 342, 356 bis 359, 383 bis 386, 399, 420, 421 und 459 bis 470 sind entnommen aus: MAX FOERSTER, »Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten«, 3. Aufl., Leipzig 1906.

 ber die Berechnung der Trägheitsmomente einfacher und zusammengesetzter Querschnitte siehe § 11. Beispiele für die Berechnung folgen ebenfalls später.

2. Schubfestigkeit (Abscherung). Nimmt man die in einem Querschnitt auftretende Schubspannung als gleichmässig verteilt an, so ergibt sich als Schubbeanspruchung für 1 qcm, also die Schubspannung nach der Formel

$$\sigma_s = \frac{P}{F}, \quad (8)$$

wo P die auf Abscherung wirkende Kraft und F die Querschnittsfläche des betrachteten Querschnitts ist. σ_s darf höchstens gleich der zulässigen Beanspruchung auf Schub (k_s) werden, d. h. es muß $\sigma_s \leq k_s$ sein, und als Dimensionierungsformel ergibt sich

$$F = \frac{P}{k_s}. \quad (9)$$

Die zulässige Beanspruchung auf Schub kann man ungefähr gleich $\frac{4}{5}$ der zulässigen Beanspruchung auf Zug oder Druck setzen, d. h. $k_s = \frac{4}{5}k_d$ oder $\frac{4}{5}k_z$, wobei der kleinere dieser beiden Werte maßgebend ist.

Demnach ergibt sich für:

Gußeisen $k_s = 250 \cdot \frac{4}{5} = 200$ kg/qcm	}	für ruhende Belastung
Schweißeisen $k_s = 1050 \cdot \frac{4}{5} = 840$ kg/qcm		
Flußeisen $k_s = 1350 \cdot \frac{4}{5} = 1080$ kg/qcm	}	für stoßend wirkende Belastung.
Schweißeisen $k_s = 700 \cdot \frac{4}{5} = 560$ kg/qcm		
Flußeisen $k_s = 900 \cdot \frac{4}{5} = 720$ kg/qcm		

Als Mittelwert könnte man gemäß der Tabelle auf S. 307 für Schmiedeeisen (Flußeisen und Schweißeisen) einführen:

$$k_s = 750 \cdot \frac{4}{5} = 600 \text{ kg/qcm bei stoßender Belastung,}$$

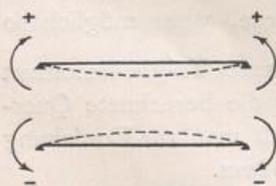
$$k_s = 1000 \cdot \frac{4}{5} = 800 \text{ kg/qcm bei ruhender Belastung.}$$

Rechnungsbeispiele siehe bei den Vernietungen usw.

Für die Berechnung von Schubbeanspruchungen in Querschnitten vollwandiger Konstruktionen ist meist die Querkraft maßgebend. Unter Querkraft eines Querschnitts versteht man die algebraische Summe, der zum Querschnitt parallelen Komponenten sämtlicher Kräfte auf der einen Seite dieses Querschnitts. (Näheres siehe bei den Trägern, Abschnitt IV.)

3. Biegungsfestigkeit. Nach § 9, 3 tritt Biegung auf, wenn die Kräfte zwei Nachbarquerschnitte um eine zur Kraftebene senkrecht stehende Achse so zu drehen bestrebt sind, daß die anfänglich parallelen Querschnitte nicht mehr parallel bleiben. Diese Verdrehung wird durch die Summe der Momente aller Kräfte auf der einen Seite des Querschnitts, bezogen auf den Schwerpunkt des betreffenden Querschnitts als Drehpunkt, bedingt. Diese Summe der Momente wird das Biegemoment des betreffenden Querschnitts genannt. Als positive Biegemomente bezeichnet man in der Regel diejenigen, die den Träger nach unten durchzubiegen bestrebt sind, die also auf beiden Seiten des Querschnitts nach oben drehen (Abb. 39). Die umgekehrt wirkenden Biegemomente sind dann negativ (Abb. 40).

Abb. 39 u. 40. Positive und negative Biegemomente.



Die maximalen Biegungsspannungen sind abhängig von den maximalen Biegemomenten und zwar ist in den einzelnen Querschnittspunkten die Biegungsspannung um so gr o er, je gr o er der Abstand der betreffenden Querschnittspunkte

vom Schwerpunkt dieses Querschnitts ist. Die größte Biegungsspannung tritt also an der äußersten Faser des Querschnitts auf. Ferner ist die Größe der Biegungsspannung abhängig von der Gestalt und Größe des beanspruchten Querschnitts; denn die Querschnittsformen und zwar die Trägheitsmomente der Querschnitte bedingen die Widerstandsfähigkeit des Körpers gegen Verbiegungen. Je widerstandsfähiger der Träger gegen Verbiegung ist, d. h. je größer die in Betracht kommenden Trägheitsmomente sind, desto kleiner sind für vorliegende Biegemomente die Biegungsspannungen.

Schneidet die durch die äußeren Kräfte gelegte Ebene den Querschnitt in einer Hauptachse (siehe § 11), so erfolgt die Verdrehung des betreffenden Querschnitts um eine zur Kraftebene senkrechte Achse, d. h. um die zur obigen Hauptachse zugehörige Hauptachse und die Biegungsspannung in einem beliebigen Querschnittspunkte ist dann direkt proportional dem Biegemoment M für diesen Querschnitt, sowie dem Abstände z vom Schwerpunkt (der Drehachse) und umgekehrt proportional dem Trägheitsmoment J . Folglich ist

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{J}. \quad (10)$$

Wird hierin M in kgcm, z in cm und J in cm^4 eingesetzt, so ergibt sich σ in kg/qcm.

Alle Punkte mit derselben Entfernung z haben die gleiche Spannung. Wird für jeden Querschnittspunkt die zugehörige Spannung aufgetragen, so ergibt sich das sog. Spannungsdiagramm (Abb. 41).

In den Punkten, für die $z = 0$ ist, wird auch die Spannung gleich 0 (neutrale Achse des Querschnitts oder Nullinie).

Bei positiven Biegemomenten erleiden die Punkte unterhalb der Nullinie Zugspannungen (+) und diejenigen oberhalb der Nullinie Druckspannungen (-). Die Biegungsspannungen werden also auf Zug- und Druckspannungen zurückgeführt, sind also Normalspannungen. Die größten Beanspruchungen treten in den äußersten Punkten auf, mithin die größte Zugspannung für $z = a_1$ und die größte Druckspannung für $z = a_2$. Es ist daher:

$$\sigma_{\max} = \frac{M \cdot a_1}{J} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \frac{M \cdot a_2}{J}.$$

σ_{\max} und σ_{\min} dürfen höchstens gleich der zulässigen Zug- bzw. Druckbeanspruchung werden, d. h.

$$\sigma_{\max} = k_z = \frac{M \cdot a_1}{J} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = k_d = \frac{M \cdot a_2}{J}. \quad (11)$$

Für Schmiedeeisen und Stahl, für die $k_z = k_d = k$ ist, ergibt sich als Bedingung für eine gute Materialausnutzung:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = k,$$

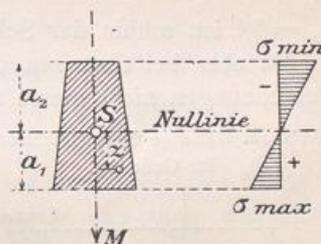
und somit auch $a_1 = a_2 = a$.

Die Dimensionierungsgleichung ist also

$$k = \frac{M \cdot a}{J} \quad \text{oder} \quad \frac{J}{a} = \frac{M}{k}. \quad (12)$$

J und a sind abhängig von der Querschnittsform und somit gesucht, wenn für ein vorliegendes Biegemoment M ein Träger zu berechnen ist.

Abb. 41. Spannungsdiagramm.



$\frac{J}{a}$ bezeichnet man als Widerstandsmoment (W) und dieses ist f ur die meisten Normalprofile direkt in den Profilh uchern gegeben; es kann in solchem Falle das erforderliche Profil unmittelbar gew ahlt werden nach der Gleichung:

$$W = \frac{M}{k}; \tag{13}$$

worin k die zul assige Zug- und Druckbeanspruchung bedeutet. Es sind also f ur Schmiedeeisen und Stahl dieselben Werte f ur k wie bei der Zug- und Druckfestigkeit (siehe § 10, 1) zugrunde zu legen. Beispiele f ur die Berechnung siehe sp ater.

Ist k_z nicht gleich k_d , so ist als zul assige Biegungsbeanspruchung der kleinere dieser beiden Werte zu w ahlen, und man wird dann mit R ucksicht auf eine gute Materialausnutzung bei der $\sigma_{\max} = k_z$ und $\sigma_{\min} = k_d$ ist, dem Querschnitt wenn m oglich solche Abmessungen geben, daß $\frac{a_1}{a_2} = \frac{k_z}{k_d}$ wird. Bei Gußeisen z. B. mit $k_z = 250 \text{ kg/qcm}$ und $k_d = 500 \text{ kg/qcm}$ w are bei $a_1 = a_2$, d. h. wenn der Schwerpunkt in halber H ohe liegt, mit einer zul assigen Biegungsspannung von $k = 250 \text{ kg/qcm}$ zu rechnen und nach der Formel $W = \frac{M}{k}$ zu dimensionieren; oder auch, um k_d und k_z voll auszunutzen,

die Querschnittsform so zu w ahlen, daß $\frac{a_1}{a_2} = \frac{k_z}{k_d} = \frac{250}{500} = \frac{1}{2}$ also: $a_1 = \frac{1}{3}h$ und $a_2 = \frac{2}{3}h$ ist, mithin der Schwerpunkt in einem Drittel der H ohe liegt (Abb. 42).

Da aber bei Gußeisen das Proportionalit atsgesetz nicht gilt, und somit auch diese Berechnungen nicht genau zutreffen, empfiehlt es sich, Gußeisen f ur auf Biegung beanspruchte Teile nicht zu verwenden; dies ist auch mit R ucksicht auf die Spr odigkeit des Gußeisens sehr empfehlenswert.

Abb. 42. G unstige Querschnittsform f ur Gußeisen.

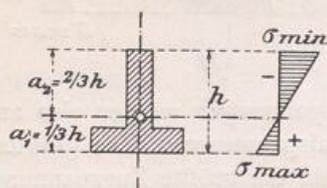
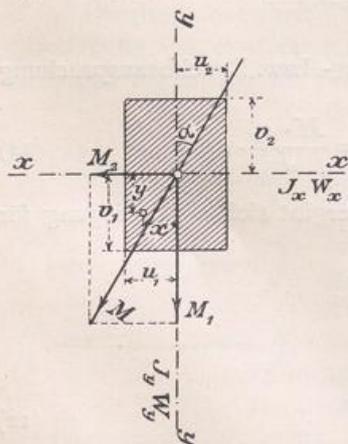


Abb. 43. Kraftebene schneidet den Querschnitt nicht in Hauptachse.



Schneidet die Kraftebene den Querschnitt nicht in einer Hauptachse, so findet die Verdrehung nicht um eine zur Kraftebene senkrecht stehende Achse statt. Die Richtung der Drehachse, d. h. die Richtung der Nulllinie ist also von vornherein nicht bekannt. Zur Berechnung zerlegt man das Biegemoment M des betreffenden Querschnitts in 2 Seitenkomponenten M_1 und M_2 (Abb. 43), berechnet f ur jede die zugeh origen Spannungen und addiert diese.

Die Spannung in einem beliebigen Punkte mit dem Abstände y von der x -Achse und dem Abstand x von der y -Achse berechnet sich zu

$$\sigma = \frac{M_1 \cdot y}{J_x} + \frac{M_2 \cdot x}{J_y}.$$

Ferner ist

$$M_1 = M \cdot \cos \alpha; \quad M_2 = M \cdot \sin \alpha.$$

M_1 und M_2 k onnen auch aus der Zeichnung direkt abgegriffen werden, wenn man M in einem bestimmten Maßstab auftr agt und graphisch zerlegt.

Es sei $J_x =$ Tr agheitsmoment des Querschnitts auf die x -Achse bezogen und $J_y =$ Tr agheitsmoment auf die y -Achse bezogen. F ur die Grenzwerte von x und y treten die gr o ten Spannungen auf; bei positiven Biegemomenten ist daher die gr o te Zugspannung σ_{\max} f ur $x = +u_1$

und $y = +v_1$; die größte Druckspannung σ_{\min} für $x = -u_2$ und $y = -v_2$; also:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1 \cdot v_1}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u_1}{J_y} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = -\left(\frac{M_1 \cdot v_2}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u_2}{J_y}\right).$$

Sind die zulässigen Beanspruchungen auf Zug und Druck wieder einander gleich, d. h. ist $k_z = k_d = k$, so wird mit Rücksicht auf eine gute Materialausnutzung $v_1 = v_2 = v$ und $u_1 = u_2 = u$ gewählt und die Bedingungsgleichung heißt dann:

$$k = \frac{M_1 \cdot v}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u}{J_y}. \quad (14)$$

Da nun $\frac{J_x}{v} = W_x$ das Widerstandsmoment für die X -Achse und $\frac{J_y}{u} = W_y$ dasjenige für die y -Achse ist, so ergibt sich somit

$$k = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} = \frac{1}{W_x} \left(M_1 + \frac{W_x}{W_y} \cdot M_2 \right).$$

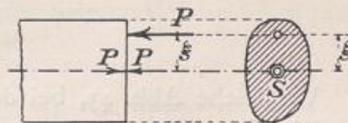
Wird das Verhältnis der beiden Widerstandsmomente $\frac{W_x}{W_y} = c$ gesetzt, so ist $k = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{W_x}$, und die Dimensionierungsformel heißt:

$$W_x = \frac{M_1 + c \cdot M_2}{k}, \quad (15)$$

c wird zunächst gewählt (für I-Eisen $c = 7$ bis 9 und für C-Eisen $c = 5$ bis 7 , für mittlere Profile) und mittels Annäherung die Rechnung durchgeführt (Beispiele siehe bei der Pfettenberechnung in Abschnitt V).

4. Zusammengesetzte Festigkeit. Der häufigste Fall der zusammengesetzten Festigkeit ist derjenige, der durch eine Achsialkraft P und ein Moment M oder auch, was dasselbe ist, durch eine den Querschnitt exzentrisch, d. h. nicht im Schwerpunkt, treffende Kraft erzeugt wird. Den letzten Belastungsfall kann man ersetzen durch eine achsialwirkende Kraft und ein Kräftepaar mit dem Moment $P \cdot \xi$, wenn ξ die Exzentrizität der Kraft ist (Abb. 44). Die durch die Achsialkraft P und das Moment M erzeugten Spannungen addieren sich direkt, da sie beide Normalspannungen sind; selbstredend ist bei der Summierung das Vorzeichen zu berücksichtigen.

Abb. 44. Zusammengesetzte Festigkeit.



Trifft die Kraft P den Querschnitt nicht senkrecht, so kommt für die Normalspannungen die zur Querschnittsebene senkrechte Komponente der Kraft in Betracht; die andere in der Querschnittsebene wirkende Komponente erzeugt Schubspannungen im Querschnitt.

Wird ein Querschnitt durch eine Achsialkraft P und ein Biegemoment M beansprucht, so sind bei der Spannungsermittlung wieder zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Kraft- oder Momentenebene den Querschnitt in einer Hauptachse schneidet oder nicht. Schneidet die Kraftebene den Querschnitt in einer Hauptachse, so ist die Spannung in einem beliebigen Punkte im Abstand z von der zugehörigen Hauptachse:

$$\sigma = \pm \frac{P}{F} + \frac{M \cdot z}{J}, \quad (16)$$

$\frac{P}{F}$ ist positiv oder negativ, je nachdem die Achsialkraft auf Zug oder auf Druck wirkt.

Abb. 45 entspricht einem negativen $\frac{P}{F}$. Die Grenzspannungen treten auf f ur die Grenzwerte von z und zwar ist bei positivem Biegemoment M

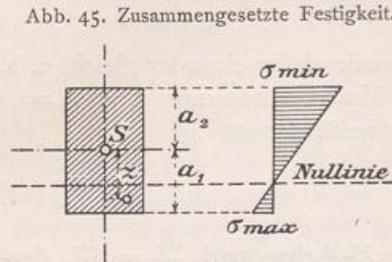


Abb. 45. Zusammengesetzte Festigkeit.

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M \cdot a_1}{J}$$

und

$$\sigma_{\min} = \pm \frac{P}{F} - \frac{M \cdot a_2}{J}$$

Bei $a_1 = a_2 = a$ ergeben sich durch Einsetzung von $\frac{J}{a} = W$ die Werte

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \pm \frac{P}{F} - \frac{M}{W}. \quad (17)$$

Erzeugt P Zugspannungen, so ist

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \frac{P}{F} - \frac{M}{W}.$$

Wirkt P auf Druck, dann wird

$$\sigma_{\max} = -\frac{P}{F} + \frac{M}{W} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = -\frac{P}{F} - \frac{M}{W}.$$

Haben σ_{\max} und σ_{\min} gleiche Vorzeichen, so wird der ganze Querschnitt nur gezogen oder gedrückt; die Nulllinie f allt dann außerhalb des Querschnitts. Ist das Vorzeichen von σ_{\max} und σ_{\min} verschieden, so tritt im Querschnitt teils Zug und teils Druck auf, d. h. die Nulllinie f allt in den Querschnitt.

Schneidet die Kr aftebene den Querschnitt nicht in einer Hauptachse, so steht die Richtung der Nulllinie nicht mehr senkrecht auf der Kr aftebene. Man zerlegt dann das Moment wie bei der reinen Biegung in zwei Seitenkomponenten M_1 und M_2 und es ergibt sich nach S. 312 die Spannung in einem beliebigen Querschnittspunkte

$$\sigma = \pm \frac{P}{F} + \frac{M_1 \cdot y}{J_x} + \frac{M_2 \cdot x}{J_y}. \quad (18)$$

Vergleiche Abb. 43, bei der in S noch eine Achsialkraft P wirkend zu denken ist. Die Grenzspannungen ergeben sich wieder f ur die Grenzwerte von y und x zu:

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M_1 \cdot v_1}{J_x} + \frac{M_2 \cdot u_1}{J_y} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \pm \frac{P}{F} - \frac{M_1 \cdot v_2}{J_x} - \frac{M_2 \cdot u_2}{J_y}$$

und bei $M_1 = M_2 = M$; $v_1 = v_2 = v$, wobei $\frac{J_x}{v} = W_x$ und $\frac{J_y}{u} = W_y$ ist,

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{P}{F} + \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \pm \frac{P}{F} - \frac{M_1}{W_x} - \frac{M_2}{W_y}. \quad (19)$$

Hierin ist f ur $\frac{P}{F}$ je nach der Wirkung von P das positive oder negative Vorzeichen zu w ahlen. Auch hierbei wird wieder der ganze Querschnitt gezogen oder gedrückt, wenn σ_{\max} und σ_{\min} gleiche Vorzeichen haben. Die Nulllinie f allt dann außerhalb des Querschnitts. Haben σ_{\max} und σ_{\min} entgegengesetztes Vorzeichen, so liegt die Nulllinie im Querschnitt und auf ihrer einen Seite treten Zug-, auf der anderen Seite Druckspannungen auf.

Die Dimensionierungsformel kann analog, wie bei der reinen Biegung gebildet werden.

Die aus Druck und Biegung zusammengesetzte Festigkeit spielt im Hochbau besonders bei exzentrisch belasteten Stützen, sowohl bei eisernen als auch gemauerten, eine große Rolle. Beispiele siehe bei Säulen (Abschnitt III).

Wegen der zusammengesetzten Schub- und Biegungsspannung vergleiche in § 14, 1, e die »Berechnung der Gelenkbolzen«.

§ 11. Trägheitsmomente. Wie aus § 10 ersichtlich ist, sind zum Nachweis der Knicksicherheit und zur Berechnung der Biegungsspannungen die Trägheitsmomente erforderlich. Diese sind Flächenmomente höherer Ordnung, und zwar versteht man unter dem Trägheitsmoment eines Querschnitts auf irgend eine Achse die Summe der Produkte aus den unendlich kleinen Flächenteilchen df des Querschnitts und den Quadraten der zugehörigen Abstände von der betreffenden Achse. Diese Achse nennt man Trägheitsachse.

Nimmt man z. B. für den in Abb. 46 dargestellten Querschnitt 2 beliebige Achsen xx und yy an, und sind die Abstände eines beliebigen Flächenteilchens von diesen Achsen y und x , so ist das Trägheitsmoment bezogen auf die x -Achse:

$$J_x = \sum y^2 \cdot df$$

und dasjenige bezogen auf die y -Achse

$$J_y = \sum x^2 \cdot df.$$

Diese beiden Trägheitsmomente nennt man äquatoriale Trägheitsmomente, da die Trägheitsachsen in der Ebene des Querschnitts liegen. Stehen dagegen die Trägheitsachsen senkrecht auf der Ebene des Querschnitts, so spricht man von polaren Trägheitsmomenten (J_p), z. B. für eine solche Achse im Punkte A ist

$$J_p = \sum \rho^2 \cdot df, \text{ wobei } \rho \text{ der direkte Abstand von } A \text{ ist.}$$

Schneiden sich zwei äquatoriale und eine polare Trägheitsachse in einem Punkt, wie in Abb. 46, und stehen die beiden äquatorialen Achsen x und y senkrecht aufeinander, so ist das polare Trägheitsmoment gleich der Summe der beiden äquatorialen Trägheitsmomente, da in diesem Falle $\rho^2 = x^2 + y^2$:

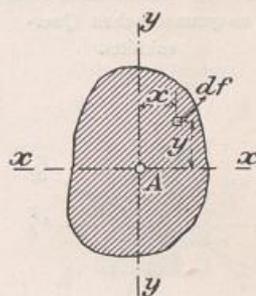
$$J_p = J_x + J_y. \tag{20}$$

Neben den Trägheitsmomenten unterscheidet man noch die Zentrifugalmomente und zwar ist $\sum x \cdot y \cdot df$ das Zentrifugalmoment des Querschnitts auf die beiden Achsen x und y .

In der Festigkeitslehre sind hauptsächlich die äquatorialen Trägheitsmomente von Bedeutung und im besonderen Maße die Trägheitsmomente auf Achsen, die durch den Schwerpunkt gehen und Schwerachsen genannt werden. Für jede Schwerachse ist im allgemeinen das Trägheitsmoment ein anderes, und diejenigen Achsen, die das größte und kleinste Trägheitsmoment aufweisen, nennt man Hauptachsen. Diejenige Hauptachse, für die das Trägheitsmoment ein Maximum ist, wird erste Hauptachse, diejenige für die das Trägheitsmoment ein Minimum ist, zweite Hauptachse genannt. Die beiden Hauptachsen stehen senkrecht aufeinander, und das Zentrifugalmoment des Querschnitts auf die beiden Hauptachsen ist gleich Null.

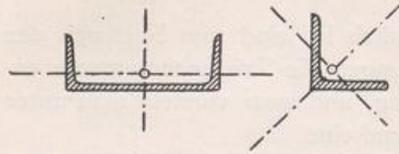
Hieraus folgt weiter, daß jede Symmetrieachse eine Hauptachse ist, und daß die zugehörige andere Hauptachse auf jener im Schwerpunkt senkrecht steht. Hiernach lassen sich für Querschnitte, die eine Symmetrieachse haben, die Hauptachsen direkt angeben, wie z. B. in Abb. 47 u. 48. Will man für einen unsymmetrischen Querschnitt die Lage der Hauptachsen berechnen, so ermittelt man zunächst die Trägheitsmomente

Abb. 46. Trägheitsmoment eines Querschnitts.



und das Zentrifugalmoment auf zwei aufeinander senkrecht stehende Achsen, die f ur die Berechnung bequem liegen; sind die Tr agheitsmomente auf diese beiden Achsen J_ξ und J_η , das Zentrifugalmoment $= J_{\xi\eta}$ (Abb. 49), so lautet die Bedingung f ur die Lage der Hauptachsen:

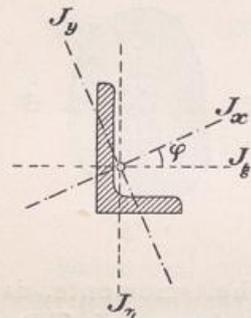
Abb. 47 u. 48. Querschnitte mit einer Symmetrieachse.



$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2 \cdot J_{\xi\eta}}{J_\eta - J_\xi} \quad (21)$$

Die hierdurch gegebenen 2 Winkel φ sind um 90° voneinander verschieden und geben die Winkel an, die die gesuchten Hauptachsen mit der ξ -Achse bilden.

Abb. 49. Hauptachsen eines unsymmetrischen Querschnitts.



Hat ein Querschnitt 2 oder mehr Symmetrieachsen, die nicht senkrecht aufeinander stehen, so sind auch mehrere Paare von Hauptachsen vorhanden, wie z. B. beim Quadrat, Kreis usw. Beim Quadrat sind 2 Paare von Hauptachsen vorhanden (x und y , sowie ξ und η in Abb. 50), und zwar sind alle 4 Tr agheitsmomente gleich groß, denn es ist $J_x = J_y$ und $J_\xi = J_\eta$; ferner ist $J_x = J_\xi$, da 2 verschiedene Maxima nicht möglich sind. Beim Kreis und Kreisring ist jede Schwerachse eine Symmetrieachse, also auch eine Hauptachse, und die Tr agheitsmomente auf sämtliche Schwerachsen sind gleich groß.

Ist das Tr agheitsmoment eines Querschnitts auf eine Schwerachse bekannt und gleich J_s , so lässt sich das Tr agheitsmoment auf eine zu dieser Schwerachse im Abstand u parallele Achse A (Abb. 51) leicht bilden nach der Formel:

$$J_A = J_s + F \cdot u^2 \quad (22)$$

Abb. 50. Querschnitt mit mehr als zwei Symmetrieachsen.

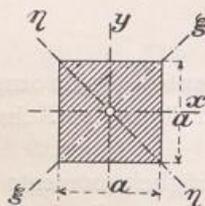


Abb. 51. Tr agheitsmoment auf eine zur Schwerachse parallele Achse.

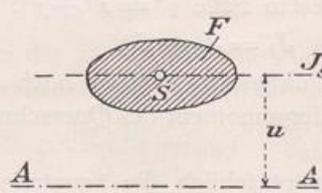
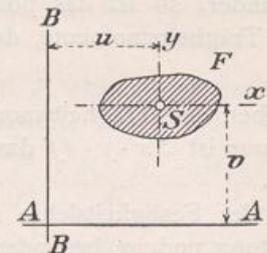


Abb. 52. Zentrifugalmoment eines Querschnitts.



Diese Beziehung lässt sich zur Ermittlung der Tr agheitsmomente zusammengesetzter Querschnitte sehr zweckm sig verwenden, wie die später folgenden Beispiele zeigen.

Analog ist nach Abb. 52 das Zentrifugalmoment f ur die Achsen A und B .

$$J_{AB} = J_{xy} + F \cdot u \cdot v.$$

Sind die x - und y -Achsen Hauptachsen, so ist

$$J_{xy} = 0, \text{ und es wird } J_{AB} = F \cdot u \cdot v.$$

Die Maßeinheiten der Tr agheitsmomente und Zentrifugalmomente sind vierter Dimension, z. B. cm^4 oder m^4 usw. Bei Umwandlung von m^4 in cm^4 sind also die Zahlen mit 100^4 zu multiplizieren. Z. B. $2,5 \text{ m}^4 = 250\,000\,000 \text{ cm}^4$.

Trägheitsmomente verschiedener Querschnitte.

1. Rechteck (Abb. 53).

Die Trägheitsmomente auf die Hauptachsen sind:

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}; \quad J_y = \frac{h \cdot b^3}{12},$$

für Achse A: $J_A = J_x + F \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \frac{h^2}{4} = \frac{b \cdot h^3}{3}$.

Analog für Achse B: $J_B = \frac{h \cdot b^3}{3}$.

2. Quadrat (Abb. 54).

$$J_x = J_y = \frac{a^4}{12}.$$

Für die beiden anderen Hauptachsen ist J gerade so groß; desgleichen für alle anderen Schwerachsen:

$$J_{\xi} = J_{\eta} = \frac{a^4}{12} = J.$$

3. Dreieck (Abb. 55).

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{36}.$$

4. Trapez (Abb. 56).

$$J = \frac{6 \cdot b^2 + 6b \cdot b_1 + b_1^2}{36 \cdot (2b + b_1)} \cdot h^3.$$

5. I-Querschnitt (Abb. 57).

Berechnet als Differenz von Rechtecken, ergibt sich:

$$J_x = \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{(B - \delta) \cdot (H - 2d)^3}{12}.$$

Ebenso kann man das Trägheitsmoment eines genieteten Blech-Trägers (Abb. 58) ermitteln:

$$J_x = \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{2 \delta_1 \cdot h_1^3}{12} - \frac{2 \delta' \cdot h_2^3}{12} - \frac{2 \cdot \lambda \cdot h_3^3}{12}.$$

Hiervon ist noch das Trägheitsmoment der Nietlöcher, entweder der horizontalen oder der vertikalen in Abzug zu bringen; nicht beide zugleich, da diese gegeneinander versetzt sind. Für die vertikalen Nietlöcher wäre abzuziehen: $J_{\min} = 4 \cdot f_n \cdot \left(\frac{h_n}{2}\right)^2$, wobei f_n = Querschnittsanteil eines Nietloches und h_n der Schwerpunktsabstand zweier übereinanderliegender Nietlöcher ist.

Als angenäherten Ausdruck für das Trägheitsmoment des genieteten Blechträgers könnte man auch schreiben:

$$J = \frac{\delta \cdot h^3}{12} + 2 \cdot f \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{h^2}{2} \left(\frac{\delta \cdot h}{6} + f\right),$$

worin h = Steghöhe, δ = Stegstärke, f = Fläche jeder Gurtung (Winkel und Deckplatten). Für überschlägliche und vorläufige Berechnungen ist diese Formel oft ausreichend.

Abb. 53. Rechteck.

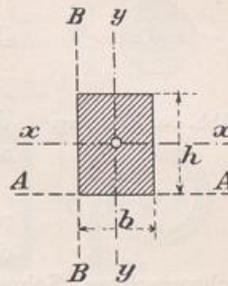


Abb. 54. Quadrat.

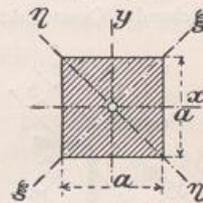


Abb. 55. Dreieck.

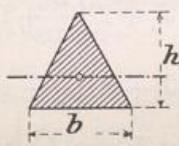


Abb. 56. Trapez.

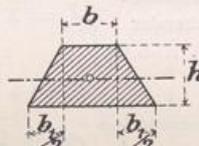


Abb. 57. I-Querschnitt.

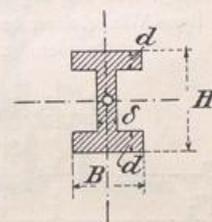
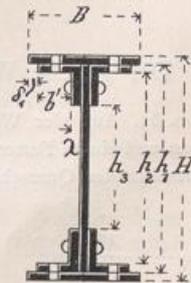


Abb. 58. Blechträger.



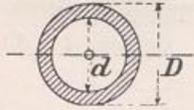
6. Kreis und Kreisring (Abb. 59 u. 60).

Abb. 59. Kreis.



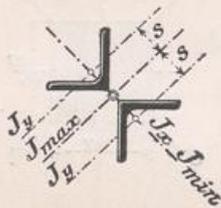
F ur den Kreis ist $J_s = \frac{d^4 \cdot \pi}{64}$ oder $\frac{\pi \cdot r^4}{4}$, f ur den Kreisring $J_s = \left(\frac{D^4 - d^4}{64}\right) \pi$ oder $(R^4 - r^4) \frac{\pi}{4}$.

Abb. 60. Kreisring.



F ur weitere Querschnittsformen sind die Tr agheitsmomente aus der »H utte« 1905, I, S. 392 usw. ersichtlich; doch d urfte man im allgemeinen mit den angegebenen auskommen.

Abb. 61. Aus zwei  ubereck gestellten Winkelleisen bestehender Querschnitt.



Sehr zweckm a ig l a t sich die Formel $J = J_s + F \cdot u^2$ zur Berechnung zusammengesetzter Querschnitte verwenden, indem man die in den Profiltabellen angegebenen Tr agheitsmomente f ur die Schwerachsen, Schwerpunktsabst ande usw. der einzelnen Teilprofile mit benutzt.

Es seien nachstehend f ur einige wichtige Querschnittsformen von Fachwerkst aben, St utzen usw. die Gleichungen f ur J_{max} und J_{min} gegeben.¹⁰⁾

Abb. 61. $J_{max} = 2 \cdot (J_y + F \cdot s^2)$,
 $J_{min} = 2 \cdot J_x$.

Abb. 62. Aus zwei gleichschenkeligen Winkelleisen bestehender Querschnitt.

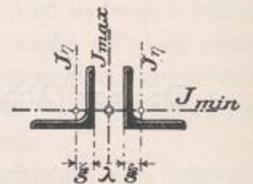


Abb. 62. $J_{max} = 2 \cdot \left[J_\eta + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + \xi\right)^2 \right]$,
 $J_{min} = 2 \cdot J_\xi$.

Abb. 63. Aus vier ungleichschenkeligen Winkelleisen bestehender Querschnitt.

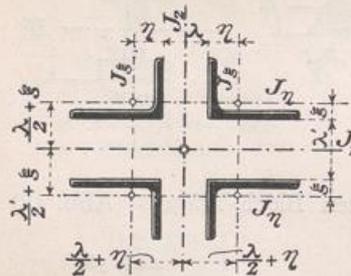
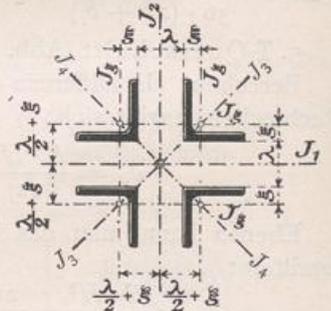


Abb. 63. $J_1 = 4 \cdot \left[J_\eta + F \cdot \left(\frac{\lambda'}{2} + \xi\right)^2 \right]$,
 $J_2 = 4 \cdot \left[J_\xi + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + \eta\right)^2 \right]$.

Abb. 64. Aus vier gleichschenkeligen Winkelleisen bestehender Querschnitt.



Ob J_1 oder J_2 zum J_{max} wird, ist hier abh angig von λ und λ' .

Bei gleichschenkeligen Winkeln und $\lambda = \lambda'$ ergeben sich vier Hauptachsen mit J_1, J_2, J_3 und J_4 , die alle einander gleich sind (Abb. 64).

$J_1 = J_2 = J_3 = J_4 = 4 \cdot \left[J_\xi + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + \xi\right)^2 \right]$.

Der gleiche Wert ergibt sich auch f ur alle anderen Schwerachsen.

Abb. 65. Aus vier Winkelleisen und einem Futterblech bestehender Querschnitt.

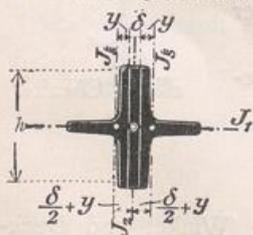


Abb. 65. $J_1 = 2 \cdot J_y + \frac{\delta \cdot h^3}{12}$,
 $J_2 = 2 \cdot \left[J_x + F \cdot \left(\frac{\delta}{2} + y\right)^2 \right] + \frac{h \cdot \delta^3}{12}$.

Abb. 66. Aus zwei Zoreisen bestehender Querschnitt.

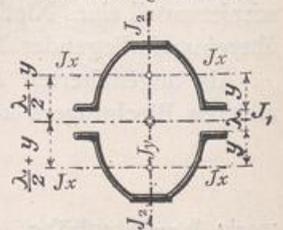


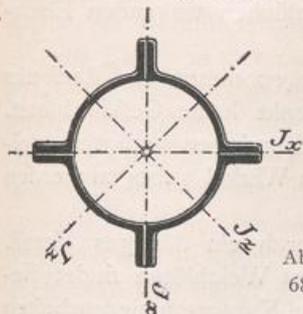
Abb. 66. $J_1 = 2 \cdot \left[J_x + F \cdot \left(y + \frac{\lambda}{2}\right)^2 \right]$,
 $J_2 = 2 \cdot J_y$.

Ob J_1 oder J_2 das Maximum wird, h angt ab von λ .

¹⁰⁾ Hierbei sind die Bezeichnungen der »H utte« 1905, zu Grunde gelegt, wonach sich J_x, J_y, J_ξ, J_η und F immer auf ein Profil beziehen.

Bei dem nebenstehenden Querschnitt aus 4 Quadranteisen sind wieder zwei Paare von Hauptachsen (Symmetrieachsen) vorhanden, für die die Trägheitsmomente ebenfalls sämtlich einander gleich sind. Auch für alle anderen Schwerachsen ergeben sich die gleichen Trägheitsmomente.

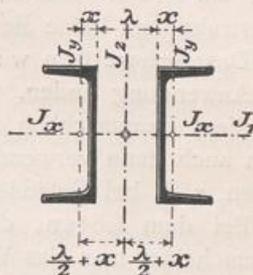
Abb. 67. Aus vier Quadranteisen bestehender Querschnitt.



$J = J_x = J_y$; die Werte hierfür sind für die verschiedenen Durchmesser in der »Hütte« gegeben.

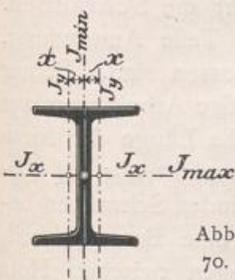
$$\text{Abb. } \begin{cases} J_1 = 2 \cdot J_x, \\ J_2 = 2 \cdot \left[J_y + F \cdot \left(\frac{\lambda}{2} + x \right)^2 \right]. \end{cases}$$

Abb. 68. Aus zwei C-Eisen bestehender Querschnitt.



In der »Hütte« und auch in den meisten anderen Profiltabellen sind für die verschiedenen C-Profile die Werte für λ (i) angegeben, für die $J_1 = J_2$ wird.

Abb. 69. Aus zwei dicht nebeneinander liegenden C-Eisen bestehender Querschnitt.



Ist $\lambda < i$ so wird $J_1 = J_{\max}$ und

$$J_2 = J_{\min}.$$

Ist $\lambda > i$ so wird $J_2 = J_{\max}$ und

$$J_1 = J_{\min}.$$

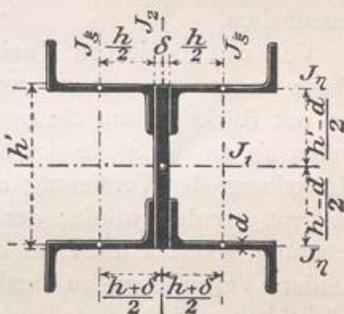
Für $\lambda = 0$ (Abb. 69) ist $J_2 = J_{\min}$

$$= 2 \cdot (J_y + F \cdot x^2),$$

oder auch, da J_b meist für ein C-Eisen angegeben ist,

$$J_{\min} = 2 \cdot J_b.$$

Abb. 70. Aus vier L-Eisen bestehender Querschnitt.



$$\text{Abb. } \begin{cases} J_1 = \frac{\delta \cdot h^3}{12} + 4 \cdot \left[J_y + F \cdot \left(\frac{h-d}{2} \right)^2 \right], \\ J_2 = \frac{h \cdot \delta^3}{12} + 4 \cdot \left[J_x + F \cdot \left(\frac{h+\delta}{2} \right)^2 \right]. \end{cases}$$

Für unregelmäßige, krummlinig begrenzte Querschnitte erfolgt die Ermittlung der Trägheitsmomente am zweckmäßigsten auf graphischem Wege, worauf hier jedoch nicht näher eingegangen werden kann.

II. Die Konstruktionselemente.

A. Die Verbindungsmittel der Eisenkonstruktionen.

§ 12. Die verschiedenen Arten der Verbindungsmittel. Die Mittel, welche zur Verbindung zweier oder mehrerer Konstruktionsteile verwendet werden, sind je nach den an sie gestellten Anforderungen und dem Zweck, dem sie dienen, verschieden. Man unterscheidet lösliche und unlösliche Verbindungen und demgemäß lösliche und unlösliche Verbindungsmittel.

Unlöslich nennt man eine Verbindung, wenn eine spätere Trennung der verbundenen Teile nur durch Zerstörung der Verbindungsmittel möglich ist. Lösliche Verbindungen sind solche, die jederzeit auseinander genommen werden können, ohne daß die Konstruktionsteile zerstört werden.

Die löslichen Verbindungsmittel teilt man noch ein in feste und regulierbare, je nachdem die Verbindung eine unveränderlich feste oder eine nachstellbare ist.

Lösliche Verbindungsmittel sind die Schrauben, Bolzen und Keile, und zwar können die Keil- und Schraubenverbindungen regulierbar ausgeführt werden, während die Bolzen feste lösliche Verbindungen ergeben.

Als unlösliche Verbindungsmittel sind zu nennen: das Schweißen, das Löten und die Niete. Das Schweißen und Löten hat für die eigentlichen tragenden Eisenkonstruktionen keine Bedeutung.

Das Schweißen wird nur bei Schweißeisen und Stahl vorgenommen und darf nur da Anwendung finden, wo die Schweißstelle als schwacher Punkt keine Gefahr bietet. Es dient hauptsächlich zur Verlängerung von Flacheisen und Rundeisen und wird vielfach auch dann verwendet, wenn einfache Profileisen scharf im Winkel gebogen werden sollen, z. B. bei Geländern, Verzierungen usw.

Bei dem Löten, der Verbindung zweier Metallstücke durch ein flüssiges Metall, unterscheidet man das Weichlöten und das Hartlöten. Das Weichlöten findet besonders Anwendung bei Spenglerarbeiten, das Hartlöten meist bei Kupferschmiedearbeiten und in der Kunstschlosserei.

Die für die tragenden Eisenkonstruktionen fast nur in Frage kommenden unlöslichen Verbindungsmittel sind die Niete. Die Nietverbindungen sind nur bei Schmiedeeisen und Stahl anwendbar; bei Gußeisen sind sie zu vermeiden, da dieses zu spröde ist, um die für das Nieten nötigen Hammerschläge oder Stöße der Nietmaschinen sicher auszuhalten.

Von den löslichen Verbindungsmitteln sind die wichtigsten: die Schrauben. Diese finden, wie schon erwähnt, bei der Verbindung gußeiserner Teile Anwendung, wo mit Rücksicht auf die Sprödigkeit des Materials Niete ausgeschlossen sind. Ferner treten sie an die Stelle der Niete in allen Fällen, bei denen der nötige Arbeitsraum zur Herstellung der Vernietung nicht vorhanden ist, oder bei denen die Länge der Niete zu groß werden würde; des weiteren auch dann, wenn die Bolzen nicht nur auf Abscherung, sondern noch auf Zug beansprucht werden. Außerdem finden Schrauben besonders Verwendung zu denjenigen Verbindungen, bei denen auf eine Beweglichkeit, Löslichkeit und Nachstellbarkeit Wert gelegt wird. Für Verbindungen zwischen Holz und Eisen, Eisen und Stein usw. kommen sehr oft nur Schrauben in Betracht.

Statt der Schrauben kann man Bolzen verwenden in denjenigen Fällen, bei denen es auf ein Anziehen und Nachstellen nicht ankommt. An Stelle der drehbaren Schraubemutter tritt ein einfacher Splint, wodurch die Verbindung einfacher und billiger wird.

Die Keile lassen sich mitunter dann praktisch verwenden, wenn die Verbindung rasch oder plötzlich gelöst werden soll oder wenn es sich um eine Verbindung handelt, bei der auf eine unter gewissen Umständen selbständig eintretende Lösung oder Nachspannung Wert gelegt wird, z. B. wenn die Keile bei der Unterbrechung einer Druckübertragung herausfallen sollen (selbständige Lösung) oder bei Vergrößerung des Spielraumes für die Keile nachrutschen sollen (selbständiges Anspannen). Die Keilverbindungen können auch nachstellbar ausgeführt werden.

§ 13. Die unlöslichen Verbindungsmittel.

1. Das Schweißen. Das schmiedbare Eisen wird durch genügende Erhitzung weich und teigartig und läßt sich in diesem Zustande schweißen, d. h. zwei Stücke lassen sich durch Druck oder Hammerschläge verbinden. Hierbei sind die zu vereinigenden Flächen vorher vollständig zu reinigen, so daß das Metall rein und ohne Oxyd vorliegt. Eine mechanische Reinigung allein durch Abfeilen und Beizen mit Säuren genügt nicht, da das Eisen beim Glühen sich sofort wieder mit einer Oxydschicht  berziehen würde; es muß deshalb das Eisen während der Schweißarbeit vor Oxydation gesch tzt werden.

Zu diesem Zwecke bestreut man die zu schweißenden Stellen mit »Schweißpulver«, aus dem sich in der Glühhitze eine leicht schmelzbare Schlacke bildet, die das Eisen umhüllt und so durch Abschluß von der Luft eine weitere Oxydation verhindert. Diese Schlacke darf natürlich in der Schweißstelle nicht verbleiben und muß bei der Schweißung durch die Hammerschläge wieder herausgepreßt werden.

Die Fuge, in der die beiden Stücke vereinigt sind, in der also die Schweißung erfolgt ist, nennt man Schweißfuge. Die Schweißhitze ist bei Schmiedeeisen und Stahl verschieden. Bei Schmiedeeisen muß bis auf Weißglut erhitzt werden, und es kann deshalb als Schweißpulver ein schwerflüssiges Material, das erst in der Weißglut schmilzt, Verwendung finden, z. B. reiner Quarzsand.

Stahl darf nur bis zur Hellrotglut erhitzt werden; es muß deshalb hierbei ein dementsprechend leichter schmelzbares Schweißpulver gewählt werden. Die Güte der Schweißung hängt davon ab, ob das Schweißmittel bei der Schweißung auch wieder vollständig aus der Schweißfuge ausfließt. Ist die Schweißarbeit noch so gut gelungen, so muß man doch bedenken, daß auch die beste Schweißung niemals die Festigkeit des ungeschweißten Materials hat.

Gußeisen läßt sich im eigentlichen Sinne nicht schweißen. Es gibt jedoch ein Mittel, welches gestattet, schadhafte Stellen im Gußeisen auszubessern oder kleine Ansätze anzugießen, und das manchmal auch mit dem Namen Schweißen bezeichnet wird.

2. Das Löten. Das Löten besteht darin, daß zwei gleiche oder verschiedene Metallflächen mittels einer leichter schmelzbaren Legierung, dem Lot, verbunden werden. Vor dem Löten müssen die Metallflächen durch Abfeilen oder Abschaben gut gereinigt werden, da sonst das Lot nicht anhaftet. Auch hier ist während des Lötens die Luft abzuhalten, um eine Oxydation des heißen Metalls zu verhindern. Dies geschieht ähnlich wie beim Schweißen durch einen schützenden Überzug. Beim Weichlöten verwendet man hierzu Kolophonium oder Lötwater, d. h. eine gesättigte Lösung von Zink in Salzsäure, beim Hartlöten meist Boraxpulver.

Das zum Löten verwendete Verbindungsmittel, das Lot, ist je nach der Art der zu verbindenden Metalle in seiner Zusammensetzung verschieden. Das gewöhnliche dünnflüssige Weichlot besteht aus 60 Teilen Zinn und 40 Teilen Blei, schmilzt bei 180° und dient zur Verbindung der leicht schmelzbaren Metalle: Blei, Zink und Zinn. Das Lot wird meist mittels eines erhitzten LötKolbens gelöst und aufgetragen.

Das Hart- oder Schlaglot ist strengflüssiger und findet beim Löten schwerer schmelzbarer Metalle, wie Messing, Bronze, Eisen und Kupfer, Anwendung. Die zu verbindenden Teile werden in Holzkohlenfeuer erhitzt, bis das dazwischengebrachte Lot zum Schmelzen kommt und in die Fuge einfließt. Zum Löten von Eisen wird als Lot häufig Kupfer verwendet.

3. Die Vernietungen.

a) *Allgemeines, Ausführung und Untersuchung der Nietung.* Die Niete sind die wichtigsten der für die Eisenkonstruktionen in Betracht kommenden unlöslichen Verbindungsmittel. Die Nietbolzen bestehen aus einem Kopf und Schaft. Die Vernietung wird meist in warmem Zustand vorgenommen, indem der hellglühende Nietbolzen durch das entsprechende, zuvor gereinigte Nietloch gesteckt und der überstehende Teil des Schaftes zu einem zweiten Kopf, dem Schließkopf, »geschlagen« wird. Während der Bildung des Schließkopfes muß der Setzkopf fest angedrückt werden (Vorhalten).

Neben dieser warmen Nietung hat man auch die kalte Vernietung; und zwar kommt diese bei kleinen Nieten unter 1 cm Schaftdurchmesser zur Verwendung, weil die dünnen Schäfte durch die Erhitzung zu stark leiden würden. Die warme Vernietung,

die bei Schaftdurchmessern von mehr als 1 cm immer zu empfehlen ist, und die bei den Hochbau- und Br uckenkonstruktionen fast durchweg verwendet wird, hat den Vorteil, daß sich das Material zwecks Bildung des Schließkopfes leichter und mit geringerem Schaden für das Material formen löst als im kalten Zustande. Ferner wird durch die Abkühlung des Nietbolzens eine Zusammenpressung der zu verbindenden Teile bewirkt. Die mit dieser Zusammenziehung auftretende Reibung zwischen den Flächen wirkt für die Kraftübertragung günstig, wird aber zu Gunsten der Sicherheit nicht in Rechnung gezogen. Mit der L ngszusammenziehung ist gleichzeitig eine Zusammenziehung in der Querrichtung verbunden, die unvorteilhaft ist, da das Nietloch nach der Abkühlung nicht vollständig ausgef llt wird. Man muß diesen Nachteil durch gutes Ausstauchen beseitigen.

Wenn bei Vernietungen auf die Dichtigkeit Wert gelegt wird, wie z. B. bei Wasser- und Gasbehältern, so werden die Niete und die Blechkanten verstemmt. Bei Blechen mit weniger als 5 mm Stärke ist ein Verstemmen nicht mehr gut auszuführen und eine Dichtung wird hierbei erreicht durch Dazwischenlegen von Leinwand- oder Papierstreifen, die mit Mennigekitt gestrichen sind.

Vor der Vernietung sind die zu vernietenden Teile mit den Nietlöchern passend aufeinander zu legen (auszurichten) und durch Bolzen oder Dorne in ihrer richtigen Lage zu halten, bis die Vernietung ausgeführt ist. Damit alle Nietlöcher gut aufeinander passen, müssen die zu verbindenden Bleche übereinstimmend gebohrt sein. Um eine möglichst übereinstimmende Bohrung zu erzielen, werden die Bleche entweder einzeln nach Schablonen gebohrt oder, was besser ist, die zu verbindenden Stücke werden zur Bohrung entsprechend aufeinander gelegt und gemeinsam gebohrt. Aber trotz großer Vorsicht beim Bohren werden sich beim Zusammenlegen (Zusammenfahren) bei der Montage öfters kleine Abweichungen herausstellen. Sind diese Abweichungen zwischen den zusammengehörigen Nietlöchern größer als 5% des Nietdurchmessers, so müssen die betreffenden Löcher nachgebessert werden. Dies geschieht meist durch Aufreiben mit der Reibahle; für solche ausgeriebene Nietlöcher sind dann entsprechend stärkere Nietbolzen zu verwenden. Gewaltames Ausrichten mit konischen Stahldornen ist zu verwerfen.

Die Ausführung der Nietung findet durch Hand- und Maschinenarbeit statt. Die Handnietung wird nur für kleinere Konstruktionen angewendet und eventuell auch für kleinere Nacharbeiten bei größeren Konstruktionen. Sie versagt jedoch schon bei mäßig langen Nieten und größeren Nietdurchmessern. Der Schließkopf wird bei der Handnietung durch Aufsetzen eines Schellhammers gebildet, auf den die Hammerschläge ausgeführt werden. Während der Nietung ist ein festes Andrücken (Gegenhalten) des Setzkopfes mit einem schweren Vorhalter oder einer Nietwinde erforderlich.

Die Maschinennietung ist besser und allen Anforderungen gewachsen; sie erfolgt in der Regel durch Maschinen, bei denen der zur Bildung des Schließkopfes nötige Druck oder die nötigen Stöße durch Pre wasser bzw. Preßluft erzeugt werden.

Nietmaschinen mit Dampf- oder elektrischem Betrieb sind selten zu finden. Sehr gute und häufig verwendete Maschinen sind die Revolvernietmaschinen mit Pre luftbetrieb. Die Maschinennietung hat gegenüber der Handnietung folgende Vorteile:

1. Sie übt eine größere und schneller wirkende Kraft aus und hiermit ist verbunden:
2. Eine bessere Zusammenstauchung des Nietschaftes, d. h. eine bessere Ausf llung des Nietloches, wodurch eine größere Festigkeit der Nietverbindung erreicht wird.
3. Sie ist bedeutend, zwei- bis dreimal, billiger und erfordert drei- bis fünfmal so wenig Zeit als die Handnietung.

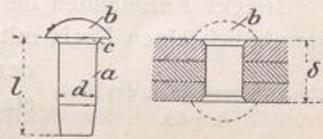
Nachdem die Niete geschlagen sind, müssen sie auf ihre Güte untersucht werden, und zwar muß dies vor Beseitigung der Schönheitsfehler, d. h. vor der Abstimmung der Nietränder, dem Verputzen, geschehen, damit lockere oder schlechte Niete durch Verstemmung nicht scheinbar gut gemacht werden können. Die Niete müssen vollkommen festsitzen und vollständig ausgestaucht sein. Die Prüfung hierauf geschieht am einfachsten durch Anschlagen mit einem kleinen Hammer, dem Nietkontrollhammer.

Bei festsitzenden guten Nieten schnellert der Hammer leicht zurück, und es ergibt sich ein hellklingender Ton, während lose Niete dumpf ertönen. Zweckmäßig und sicher ist es, beim Anschlagen den Daumen an den Nietkopf aufzusetzen und durch das Gefühl festzustellen, ob das Niet fest sitzt.

Ferner müssen die Nietköpfe genau zentrisch zum Nietbolzen sitzen und dürfen keine Risse zeigen. Stichproben durch Herausnehmen von Nieten sind jedenfalls zu empfehlen. Alle Niete, die den obengenannten Bedingungen nicht entsprechen, sind wieder herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. Da im Werk geschlagene Niete im Durchschnitt immer besser und außerdem auch billiger werden, als auf der Baustelle, so soll man zweckmäßig das Vernieten auf der Baustelle möglichst beschränken.

b) *Die Niete selbst.* Die Niete werden aus bestem, weichem und zähem Schweiß- oder Flußeisen hergestellt. Jedes Niet besteht aus einem zylindrischen, am Ende etwas konisch gestalteten Schaft *a* (Abb. 71) und einem Kopf, dem Setzkopf *b*. Der Übergang zwischen Setzkopf und Schaft wird gebildet durch ein kegelförmiges Stück *c*, das ein Einschneiden von scharfen Blechkanten in den Nietkopf verhindern und somit die Festigkeit der Nietverbindung vergrößern soll. Dem Schaft entspricht ein Nietloch mit etwas größerem Durchmesser, das an den beiden äußersten Blechoberkanten entsprechend dem kegelförmigen Übergang *c* hohlkegelartig abgefaßt wird (Abb. 72).

Abb. 71 u. 72. Das Niet.



Die Länge *l* des Nietschaftes richtet sich nach der gesamten Dicke der zu verbindenden Teile und ist so zu bemessen, daß noch ein Stück von genügender Länge hervorragt, das zur Bildung des zweiten Kopfes, des Schließkopfes, dient. Die hierzu nötige, aus dem Nietloch hervorragende Länge des Schaftes beträgt ungefähr 1,5 des Schaftdurchmessers *d*. Das genauere Maß der hervorstehenden Schaftlänge ist ferner auch abhängig von der Gesamtblechstärke δ ; denn durch die Ausstauchung des Nietloches und durch die Zusammenziehung bei der Abkühlung wird ein gewisser Teil des hervorstehenden Schaftendes aufgebraucht. Demgemäß wird als genaueres Maß für die Gesamtschaftlänge angegeben:

$$l = 1,1 \cdot \delta + 1,33 d. \quad (23)$$

Hiernach berechnet sich z. B. für $\delta = 6$ cm und $d = 2$ cm, $l = 1,1 \cdot 6 + 1,33 \cdot 2 = 9,26$ cm.

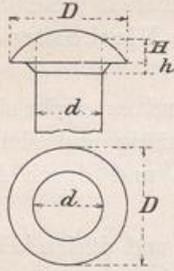
Nach der Form der Nietköpfe unterscheidet man volle, halbversenkte und versenkte Nietköpfe. Die vollen und halbversenkten (erhabenen) Nietköpfe haben ungefähr die Gestalt eines Kugelabschnittes, während die versenkten Nietköpfe kegelförmig in die zu verbindenden Bleche versenkt sind.

Sämtliche Nietköpfe müssen solche Abmessungen haben, daß ein Zerdrücken der Auflagerfläche und ein Abscheren des Kopfes in der Längsrichtung des Schaftes nicht eher eintreten kann, als ein Zerreißen des Nietschaftes. Aus der ersten Bedingung

ergibt sich, wenn der Durchmesser des Nietkopfes mit D (Abb. 73) bezeichnet wird, f ur die erhabenen Nietk opfe die Gleichung:

Abb. 73. Abmessungen des Nietkopfes.

$$\left(\frac{D^2 - d^2}{4}\right) \cdot \pi \cdot k_d = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s,$$



$k_d = k_s$, folglich $D = d \cdot \sqrt{2} = rd \cdot 1,5 d$.

Ein Maß f ur die Höhe des Nietkopfes folgt aus der zweiten Bedingung:

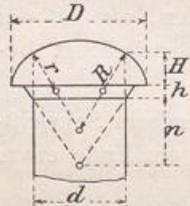
$$d \cdot \pi (H + h) \cdot k_s = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s.$$

F ur $k_s = \frac{4}{5} k_z$ wird hiernach $H + h = \frac{5}{16} d$. In der Praxis wählt man etwas mehr und zwar $H + h = \frac{1}{2} d$ und zwar

$$H = \frac{3}{8} d \text{ und } h = \frac{1}{8} d.$$

Abb. 74. Normalform des Nietkopfes.

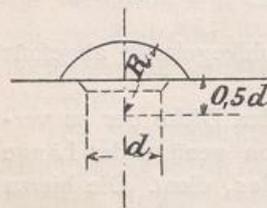
Als Normalform f ur erhabene Nietk opfe ist allgemein folgende Gestalt festgesetzt (Abb. 74):



- $D = 1,5 d$
- $H = \frac{3}{8} d$
- $h = \frac{1}{8} d$
- $r = 0,5 d$
- $R = d$
- $n = \frac{3}{4} d$

Zwecks Einzeichnen der Nietk opfe in die Konstruktionszeichnungen beschreibt man gew ohnlich einen Kreis mit einem Radius $R = d$, dessen Mittelpunkt um $0,5 d$ unter der Anlagefläche des Kopfes liegt (Abb. 75). Im kleinen Maßstab wird die Versenkung nicht gezeichnet.

Abb. 75 Einzeichnen des Nietkopfes.

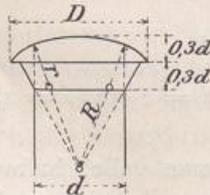
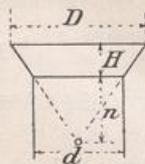


Versenkte Nietk opfe werden in einzelnen F allen n otig, wenn z. B. f ur die Ausbildung des erhabenen Nietkopfes kein Raum vorhanden ist, wie bei Unterlagsplatten f ur Auflager, bei Gleitflächen usw. Sie sind wenn m oglich zu vermeiden, werden aber mitunter n otig. Der Kopf hat eine ebene Oberfläche und ist in einen Hohlkonus des Bleches versenkt. Wenn der Schließkopf auch versenkt gebildet werden soll, dann wird das Material

des vorstehenden Nietschaftes in einen entsprechend gleichen Hohlkonus des Bleches zusammengestaucht; meist muß dann die Oberfläche durch Abstemmen oder Abfeilen

Abb. 76. Versenkter Nietkopf.

Abb. 77. Halbversenkter Nietkopf.



noch nachgearbeitet werden. Ein gutes Nacharbeiten ist besonders dann erforderlich, wenn, wie bei Gleitflächen, auf eine glatte Fläche Wert zu legen ist. Die Abmessungen f ur den versenkten Nietkopf (Abb. 76) sind folgende:

- $D = 1,5 d$
- $H = \frac{3}{8} d; n = \frac{3}{4} d$
- H auch oft $= 0,4 d$ bis $0,5 d$.

Halbversenkte Nietk opfe (Abb. 77) werden manchmal statt der erhabenen da ausgef uhrt, wo es sich darum handelt, bei sehr langen Nieten die Schaftlänge wegen der Zusammenziehung etwas zu verk urzen, ferner auch an Stelle von versenkten Nietk opfen, wenn die Oberfläche nicht ganz eben sein muß, jedoch der Platz f ur einen vollen Nietkopf nicht ausreicht.

c) *Die Nietverbindungen.* Man unterscheidet einschnittige (Abb. 78 u. 79), zweischnittige (Abb. 80) und mehrschnittige Vernietungen, je nachdem bei einer etwaigen Zerstörung der Verbindung ein Niet in einem, zwei oder mehreren Querschnitten abgesichert werden würde.

Abb. 78 u. 79. Einschnittige Vernietungen.

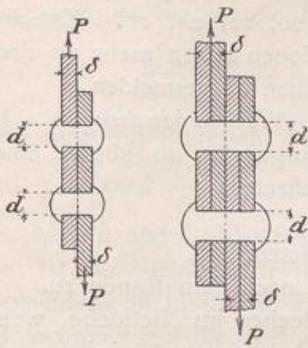


Abb. 80. Zweischnittige Vernietung.

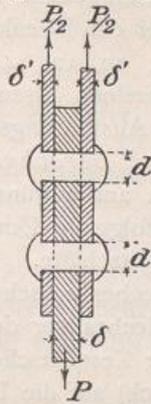
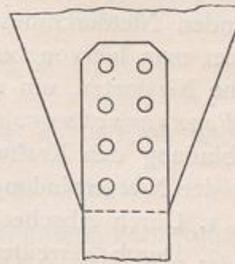


Abb. 81. Zweireihige Vernietung.



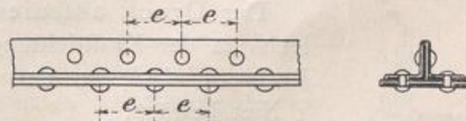
Die Anordnung der Niete wird je nach der Nietanzahl in einer Reihe oder in mehreren Reihen vorgenommen und man unterscheidet demgemäß einreihige und mehrreihige Vernietungen (Abb. 81). Viele Niete hintereinander in einer Reihe sind zu vermeiden, da sie dann nicht alle gleichgütig mitwirken; es ist deshalb bei einer großen Nietzahl die Anordnung in mehreren Reihen vorzuziehen.

Nach den Anforderungen, die an die Vernietungen gestellt werden, lassen sich die Niete einteilen in:

a) *Kraftniete*, die hauptsächlich Kräfte von einem Konstruktionsteil in den anderen zu übertragen haben. Man verwendet dabei starke Niete bei entsprechender Teilung. Die Anzahl der Niete ergibt sich durch Rechnung, der Abstand schwankt von $2,5 d$ bis $5 d$.

β) *Heftniete* sollen nur das Zusammenhalten der verbundenen Teile eines Stabes oder Säule usw. bewirken und übertragen keine Kräfte; ein Zug- oder Druckstab z. B., der aus mehreren Teilen besteht, ist auf seine ganze Länge zu vernieten. Der Abstand der Niete wird im allgemeinen nicht durch Rechnung festgelegt, sondern ein verhältnismäßig weiter Nietabstand genommen, und zwar wählt man den Nietabstand für gedrückte Stäbe kleiner als für gezogene, um bei Druck ein Ausbeulen der einzelnen Teile zu verhindern. Auch bei Konstruktionsteilen, die der Witterung ausgesetzt sind, ist der Abstand der Heftniete nicht zu groß zu nehmen, damit die Feuchtigkeit nicht so leicht dazwischen treten kann, und die Rostbildung möglichst verhindert wird. Je nach den vorliegenden Verhältnissen schwanken die Abstände der Heftniete, wenn mit d der Nietbolzendurchmesser bezeichnet wird, zwischen $6 d$ bis $10 d$. Der Abstand der Randniete vom Blechrande soll nicht größer als $2,5 d$ bis $2,8 d$ sein. Abb. 82 stellt die Vernietung eines Fachwerkstabes dar, der aus 2 Winkleisen und 1 Lamelle (Blech) zusammengesetzt ist.

Abb. 82. Vernietung eines Fachwerkstabes.



γ) *Verschlußniete* sollen eine vorwiegend dichte Verbindung abgeben und haben nur verhältnismäßig geringe Kräfte auszuhalten, wie z. B. bei Wasser- und Gasbehältern. Die Niete werden hierbei schwächer gewählt und enger gestellt als bei Kraftnietungen.

δ) Dampfkesselniete m ussen zugleich fest und dicht sein.

F ur die Eisenkonstruktionen des Hochbaues kommen nur die unter α) und β) genannten Niete in Betracht.

d) *Der Nietdurchmesser.* Die Starke der im Hochbau gewöhnlich zur Verwendung kommenden Eisensorten schwankt zwischen 0,5 und 1,3 cm und der Durchmesser der Niete wird bei Kraftnietungen meist ungefaher gleich der doppelten Blechstarke gewahlt, d. h. $d = 2 \delta$. Demgema kommen im Hochbau Nietdurchmesser zwischen 1 bis 2,6 cm vor. Die bei den Eisenkonstruktionen zu empfehlenden und vorkommenden Nietdurchmesser sind: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26. Zweckmaig verwendet man hiervon bei den einzelnen Eisenkonstruktionen selten mehr als drei verschiedene Nietsorten, um unnotige Ausf uhrungerschwernisse zu vermeiden.

e) *Beanspruchungsarten und Berechnung der Nietverbindungen.* Ist die Nietverbindung den Kraftwirkungen am ungünstigsten ausgesetzt, so konnte eine Zerstorung der Nietverbindung durch folgende Umstande auftreten:

1. Durch Abscheren der Nietschafte.
2. Durch Zerreißen des Bleches zwischen den Nieten.
3. Durch Aufreißen des Bleches vor den Nieten nach dem Rande zu.
4. Durch Aufstauchen oder Zerquetschen des Bleches im Nietloche, wenn der Druck (Lochleibungsdruck) auf die Flacheneinheit zu groß wird.

Die Berechnung der Nietquerschnitte, der Nietabstande, der Anzahl der Niete, sowie der kleinsten Abstande vom Rand, muß so vorgenommen werden, daß f ur diese vier Falle vollkommene Sicherheit vorhanden ist. Hierbei wird zugunsten der Sicherheit auf die Reibung zwischen den Abscherungsflachen der Bleche keine Rücksicht genommen.

Die Durchmesser oder die Anzahl der Niete sind so zu bemessen, daß einerseits die zulassige Abscherspannung in den Abscherungsquerschnitten der Niete nicht überschritten wird und andererseits kein Zerdrücken in den Lochwandungen stattfindet. In Folgendem sei:

d = Nietdurchmesser in cm.

δ = Blechstarken der zu verbindenden Teile, wobei bei verschiedenen Blechstarken die dünnere zu wahlen ist.

k_s = zulassige Scherspannung des Nietmaterials.

k_L = zulassiger Lochleibungsdruck.

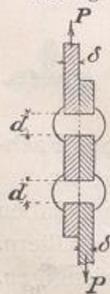
P = maximale Kraft, die durch die Nietverbindung übertragen werden soll.

n = erforderliche Nietanzahl.

Bei einschnittigen Vernietungen (Abb. 83) ergibt sich mit Rücksicht auf die Abscherung:

$$I. \quad n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geq P. \quad (24)$$

Abb. 83. Einschnittige Vernietung.



Im allgemeinen ist $k_s = 0,8 k_s$, doch wird bei Nieten manchmal auch $k_s = k_s$ gesetzt, da f ur diese das beste Material zu verwenden ist.

Der Druck auf die Lochleibung wird auf die Projektion des Nietlochs in der Krafrichtung gleichmaig verteilt angenommen, also auf ein Rechteck $d \cdot \delta$; so daß der ganze zulassige Lochleibungsdruck f ur 1 Niet betragt:

$$d \cdot \delta \cdot k_L.$$

Die Bedingungsgleichung f ur die Nietanzahl n ist also:

$$II. \quad n \cdot d \cdot \delta \cdot k_L \geq P. \quad (25)$$

F ur beide Bedingungen (Abscherung und Lochleibung) muß die Nietverbindung gen ugen, d. h. es ist die Berechnung nach beiden Gleichungen vor-

zunehmen, und zwar kann man d annehmen und das zugehörige n berechnen oder auch n annehmen und das zugehörige d berechnen.

Das erstere ist in den meisten Fällen zweckmäßiger. In diesem Fall ist also die Anzahl zu berechnen auf Abscherung und dann diejenige auf Lochleibung, und der größte Wert für n der Konstruktion zugrunde zu legen. Braucht man z. B. auf Lochleibung 3 und auf Abscherung 2 Niete, so sind mindestens 3 Niete zu wählen. Man gibt zur Sicherheit gewöhnlich 1 bis 2 Niete, bei größerem n oft auch noch mehr, zu.

Soll eine einschnittige Verbindung gleichfest gegen Lochleibungsdruck und Abscherung sein, so besteht die Bedingung:

$$n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = n \cdot d \cdot \delta \cdot k_L \quad \text{oder} \quad \frac{d \cdot \pi}{4} \cdot k_s = \delta \cdot k_L.$$

Setzt man mit Rücksicht auf das gute Nietmaterial $k_s = k$, $k_L = 1,5 k$ und ferner $\pi = \text{rd. } 3$, so wird $\frac{d \cdot 3}{4} = \delta \cdot 1,5$, oder $d = \frac{4}{3} \cdot 1,5 \delta$, woraus sich ergibt $d = 2 \cdot \delta$.

Bei $k_s = k$ und $k_L = 1,5 k$ ($k_s = 1,5 k_L$) gilt also für einschnittige Vernietungen folgendes: Ist der Nietdurchmesser gleich der doppelten Blechstärke, d. h. $d = 2 \delta$, so ist die Verbindung in bezug auf Lochleibung und Abscherung gleich gut; es ist dann nur eine Berechnung auf die eine Art nötig.

Ist $d > 2 \delta$, dann wird die Lochleibung den größten Wert für n ergeben und es genügt, n nur nach Gleichung II zu berechnen.

Ist $d < 2 \delta$, so hat man nur auf Abscherung nach Gleichung I zu berechnen. Sind die Blechstärken der zu verbindenden Teile verschieden, dann ist der kleinere Wert für δ zugrunde zu legen.

Bei zweischnittigen Vernietungen wirken auf Abscherung zwei Querschnitte pro Niet also:

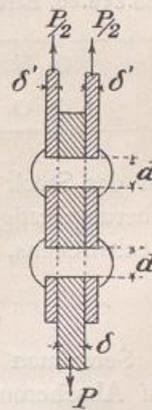
$$\text{I. } n \cdot \frac{2 d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geq P. \tag{26}$$

Auf Lochleibung ergibt sich, wenn $\delta = 2 \delta'$ ist,

$$\text{II. } n \cdot d \cdot \delta \cdot k_L \geq P.$$

Ist die gesamte Blechstärke in der einen Krafrichtung nicht gleich der Blechstärke in der anderen Krafrichtung, so ist immer die schwächere dieser beiden Blechstärken in Gleichung II einzusetzen. Der größere, der aus den Gleichungen I und II sich ergebenden Werte für n ist maßgebend. Soll die zweischnittige Nietverbindung in bezug auf Abscherung und Lochleibung unter Voraussetzung von $k_L = 1,5 k$ wieder gleich fest sein, so muß $d = \delta = 2 \delta'$ gewählt werden und es ist dann nur nach einer der beiden Gleichungen zu rechnen. Bei $d < \delta$ braucht nur auf Abscherung, bei $d > \delta$ nur auf Lochleibung berechnet zu werden.

Abb. 84. Zweischnittige Vernietung.



Zusammenstellung.

Beanspruchung	Anzahl der Niete	
	bei einschnittiger Verbindung	bei zweischnittiger Verbindung
Auf Abscherung	$n \geq \frac{4 P}{d^2 \cdot \pi \cdot k_s}$	$n \geq \frac{2 P}{d^2 \cdot \pi \cdot k_s}$
Auf Lochleibung	$n \geq \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L}$	$n \geq \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L}$

Für δ ist die kleinste gesamte Blechstärke in der einen oder anderen Krafrichtung einzusetzen.

Die folgenden Tabellen enthalten die Kräfte, die je ein Niet mit den verschiedenen Durchmessern auf Abscherung bzw. Lochleibung aufnehmen kann.

Tabelle für die Abscherungskraft für 1 Niet in Tonnen; für $k_s = 1000 \text{ kg/qcm}$.

Durchmesser in mm	10	12	14	16	18	20	22	24	26
für einschnittiges Niet	0,79	1,13	1,53	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,31
für zweischnittiges Niet	1,58	2,26	3,06	4,02	5,08	6,28	7,60	9,04	10,62

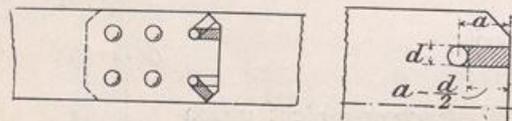
Aus diesen Werten lassen sich die zulässigen Nietkr fte für ein anderes k_s ohne weiteres berechnen, z. B. für $k_s = 800 \text{ kg/qcm}$ sind die betreffenden Zahlen nur mit 0,8 zu multiplizieren.

Lochleibungsdruck-Kraft für 1 Niet in t für $k_L = 1,5 k = 1500 \text{ kg/qcm}$.

Durchmesser in mm.	10	12	14	16	18	20	22	24	26
für einschnittiges Niet mit $d = 2\delta$. . .	0,75	1,08	1,47	1,92	2,43	3,00	3,63	4,32	5,07
für zweischnittiges Niet mit $d = \delta$. . .	1,50	2,16	2,94	3,84	4,86	6,00	7,26	8,64	10,14

f) *Berechnung der Nietabst nde.* Die Entfernungen der einzelnen Niete voneinander, sowie vom Blechrande sind ebenfalls von Einfluß auf die Festigkeit der Nietverbindungen. Bei der Berechnung des Nietabstandes vom belasteten Rande, d. h. dem Rande senkrecht oder schräg zur Krafrichtung ist die Gefahr des Aufschlitzens des Bleches zu berücksichtigen. Diese Abstände müssen so groß sein, daß die hinter dem Niet liegenden Blechstreifen (in Abb. 85 u. 86 schraffiert) nicht herausgeschert werden. Bei der Berechnung auf Herausscheren der Blechstreifen wird nur

Abb. 85 u. 86. Berechnung des Nietabstandes vom Rand.

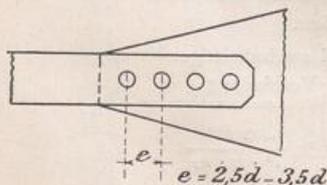


auf das Stück von der Länge $a - \frac{1}{2}d$ (Abb. 86) Rücksicht genommen. Soll die Abscherungsfestigkeit des Nietes gerade so groß sein, wie diejenige des dahinter liegenden Blechstreifens, so muß sein:

$$\frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_{s\text{Niet}} = 2 \cdot (a - \frac{1}{2}d) \cdot \delta \cdot k_{s\text{Blech}} \tag{27}$$

Setzt man $k_{s\text{Niet}} = k$, $k_{s\text{Blech}} = \frac{4}{5}k$ und $d = 2\delta$, d. h. nimmt man gleiche Festigkeit auf Abscherung und Lochleibung an und ferner $\pi = \text{rd. } 3$, so ergibt sich $a = 1,5d$.

Abb. 87. Nietabstand in der Richtung der Kraft.



In der Regel wird $a = 2d$ bis $2,5d$ gewählt. Dasselbe Maß nimmt man auch für den Abstand vom unbelasteten Rande.

Bei der Berechnung des Nietabstandes der einzelnen Niete voneinander ist zu unterscheiden, ob nur eine oder mehrere Nietreihen vorhanden sind.

Bei einer Nietreihe (Abb. 87) ist ferner darauf Rücksicht zu nehmen, ob die Kraft in der Richtung der Nietreihe oder senkrecht zu ihr wirkt. Wirkt die Kraft in der Richtung der Nietreihe, so wird bei vielen Nieten hintereinander wegen der Elastizität

des Eisens die Kraftübertragung ungleichmäßig sein. Deshalb sind in der Regel nicht mehr als 5 bis 6 Niete hintereinander zu setzen. Die Entfernung der einzelnen Niete in der Längsachse wird hierbei zu rd. $2,5d$ bis $3,5d$ gewählt.

Wirkt die Kraft senkrecht zur Nietreihe (Abb. 88), so ergibt sich eine Bedingung für die Berechnung der Abstände dadurch, daß die Abscherfestigkeit der Niete ungefähr gleich der Festigkeit des durch die Niete geschwächten Blechquerschnitts sein soll. Die Abscherfestigkeit eines Niets muß also ungefähr gleich der Zugfestigkeit des Blechquerschnitts zwischen zwei Nietlöchern sein, d. h.

$$\frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = (e - d) \cdot \delta \cdot k. \quad (28)$$

Für $d = 2\delta$, oder $\delta = \frac{1}{2}d$, $k_s = k$ und $\pi = \text{rd. } 3$ ergibt sich hieraus $e = 2,5d$. Gewöhnlich $e = \text{rd. } 3d$ ($e = 2,5d$ bis $3d$ bis $3,5d$) gewählt.

Sind mehrere Nietreihen vorhanden, so müssen die Kräfte an jeder Stelle durch das Blech sicher aufgenommen werden können. Denkt man sich nach SCHWEDLER die Kraft eines jeden Niets durch einen, wie ein Seil um das betreffende Niet gelegten Blechstreifen von der Breite β aufgenommen, so müssen diese Streifen an jeder Stelle des Bleches untergebracht werden können, und die Breite des Bleches, die hierzu nötig wird, ist abhängig von der Streifenbreite β , sowie von der Anzahl der Niete in der ersten Reihe. Jeder Streifen muß eine Nietkraft aufnehmen können; seine Breite β bestimmt sich daher aus:

$$2\beta \cdot \delta \cdot k = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s; \quad (29)$$

für $d = 2\delta$, $k_s = k$ und $\pi = \text{rd. } 3$ wird $\beta = \frac{3}{4}d$.

Die erforderliche Gesamtlechbreite wird also bei einer Anordnung mit einem Niet in der ersten Reihe (Abb. 89)

$$b = n \cdot 2\beta + d = n \cdot 2 \cdot \frac{3}{4}d + d = d \cdot (\frac{3}{2}n + 1);$$

bei mehr als 1 Niet in der ersten Reihe muß b größer sein, z. B. bei 3 Nieten (Abb. 90)

$$b = n \cdot 2\beta + 3d, \text{ oder für } \beta = \frac{3}{4}d \\ b = d(\frac{3}{2}n + 3).$$

Mit Rücksicht auf eine geringe erforderliche Blechbreite ist daher die Nietzahl in der ersten Reihe möglichst niedrig zu halten; hiermit ist gleichzeitig noch der Vorteil verbunden, daß eine geringere Nietzahl in der ersten Reihe eine geringere Querschnittschwächung bei gezogenen Stäben zur Folge hat.

Bei der Anordnung der Niete ist darauf zu achten, daß sie zur Krafrichtung symmetrisch sitzen zwecks Vermeidung exzentrischer Kraftangriffe. Die Entfernung der einzelnen Nietreihen voneinander wählt man gewöhnlich zu

Abb. 89. Gesamtlechbreite bei einem Niet in der ersten Reihe.

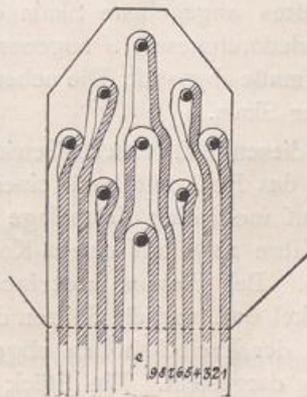
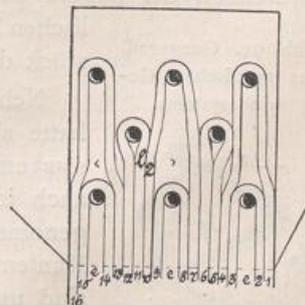
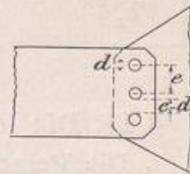


Abb. 90. Gesamtlechbreite bei drei Nieten in der ersten Reihe.



$$e_1 = 2,5d \text{ bis } 3,5d.$$

Abb. 88. Nietabstand bei einer Nietreihe senkrecht zur Kraft.



Den kleineren Wert kann man nehmen bei verschränkter Nietstellung (Abb. 91), den größeren bei Parallelstellung (Abb. 92).

Abb. 91. Verschränkte Nietstellung.

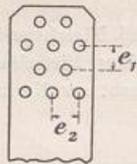
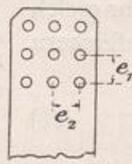


Abb. 92. Parallelstellung der Niete.



Der Nietabstand senkrecht zur Krafrichtung (e_2) ist abhängig von der Anzahl der vorhin erwähnten Seilstränge, die zwischen den Nieten durchgeführt zu denken sind; diese Anzahl wächst mit der Anzahl der hintereinander befindlichen Nietreihen, desgleichen also auch der Nietabstand e_2 . Als Mittelwert wird für einfache Stabanschlüsse eingeführt

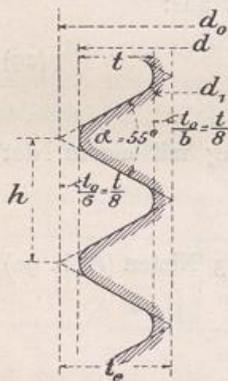
$$e_2 = 3d \text{ bis } 3,5d.$$

Ebenso groß kann auch der schräge Abstand für Nieten bei verschränkter Stellung gewählt werden.

§ 14. Die löslichen Verbindungsmittel.

1. Die Verschraubungen. Als lösliche Verbindungsmittel für Bauzwecke kommen von den Schrauben nur die scharfgängigen und eingängigen in Anwendung, d. h. solche, bei denen der Gewindequerschnitt dreieckig ist und bei denen bei einer Umdrehung der in der Richtung der Achse zurückgelegte Weg gleich der Ganghöhe des Gewindes ist. Flachgängige Schrauben, d. h. solche mit rechteckigem Querschnitt spielen beim Bauwesen keine Rolle und sollen deshalb hier nicht besprochen werden.

Abb. 93. Gangprofil des WITWORTH-Gewindes.

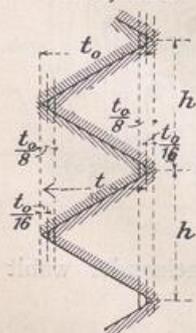


Für die scharfgängigen Schrauben, die Befestigungsschrauben, ist als Schraubensystem das WITWORTHSche noch meistens eingeführt. Bei diesem WITWORTH-Gewinde bilden die Gewinde-Querschnitte gleichschenklige Dreiecke, die an der Spitze sowie am Grunde je um ein Sechstel ihrer Höhe abgerundet sind; der Kantenwinkel beträgt 55° . Das Gangprofil ist durch Abb. 93 dargestellt. Hierin bedeutet:

d_0 den Bolzendurchmesser, d den äußeren Gewindedurchmesser, d_1 den inneren Gewinde- oder Kerndurchmesser, t die Gewindetiefe, h die Ganghöhe und α den Kantenwinkel.

Für die auch in der »Hütte« angegebene Skala des WITWORTH-Gewindes ist als Grundmaß der äußere Gewindedurchmesser d angenommen und dieser nach dem englischen Zollmaße abgestuft. Die nebenstehende Tabelle I gibt ein Bruchstück dieser Skala.

Abb. 94. Gangprofil des metrischen Gewindesystems.



Neben diesem WITWORTH-Gewinde auf englischer Zollgrundlage hatte sich das Bedürfnis nach einem internationalen Gewindesystem auf metrischer Grundlage geltend gemacht, und es wurde auch im Jahre 1898 auf einem Kongreß in Zürich ein solches angenommen. Bei diesem metrischen Gewindesystem ist der Kantenwinkel 60° , und die Spitzen der gleichseitigen Gewindedreiecke sind um $\frac{1}{8}$ der Dreieckshöhen abgeschnitten. Das Gangprofil ist in Abb. 94 dargestellt. Ein Stück der Skala ist aus Tabelle II auf folgender Seite ersichtlich.

Auf die anderen Gewindearten kann Raummangels wegen hier nicht näher eingegangen werden.

Tabelle I: Witworthsches Gewinde.

(Gewindequerschnitt s. Abb. 93.)

Äußerer Durchmesser des Gewindes d	Kern-		Anzahl der Gewindegänge		Höhe der Mutter, abgerundet	Höhe des Kopfes, abgerundet	Schlüsselweite, abgerundet S_0	$Q = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot k_z$, wenn in kg/cm,		
	Durchmesser d_1	Querschnitt $\frac{\pi \cdot d_1^2}{4}$	auf einen engl. Zoll	auf die Länge d	h_1	h_0		$k_z = 480$	$k_z = 600$	
engl. Z. mm	mm	qcm			mm	mm	mm	kg	kg	
·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	
·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	
1½	38,10	32,68	8,388	6	9	38	27	58	4 030	5 030
1¾	41,27	34,77	9,495	5	8½	41	29	63	4 560	5 700
1⅝	44,45	37,94	11,31	5	8¾	44	32	67	5 430	6 780
1⅞	47,62	40,40	12,82	4½	8⅞	48	34	72	6 150	7 690
2	50,80	43,57	14,91	4½	9	51	36	76	7 160	8 950
2¼	57,15	49,02	18,87	4	9	57	40	85	9 060	11 320
2½	63,50	55,37	24,08	4	10	64	45	94	11 560	14 450
2¾	69,85	60,55	28,80	3½	9¾	70	49	103	13 820	17 280
3	76,20	66,90	35,15	3½	10½	76	53	112	16 870	21 090
3¼	82,55	72,57	41,36	3¼	10⅞	83	58	121	19 850	24 820
·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·

Tabelle II: Internationales Gewindesystem.

(Gewindequerschnitt s. Abb. 94.)

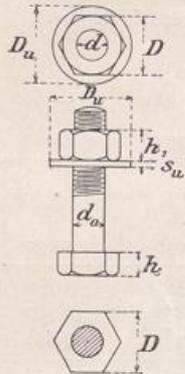
Äußerer Gewindedurchmesser d	Kern-durchmesser d_1	Ganghöhe h	Gangtiefe t	Schlüsselweite D
mm	mm	mm	mm	mm
·	·	·	·	·
·	·	·	·	·
12	9,54	1,75	1,23	21
14	11,19	2	1,405	23
16	13,19	2	1,405	26
18	14,48	2,5	1,76	29
20	16,48	2,5	1,76	32
22	18,48	2,5	1,76	35
24	19,78	3	2,11	38
27	22,78	3	2,11	42
30	25,08	3,5	2,46	46
·	·	·	·	·
·	·	·	·	·

Die Schrauben können je nach der Art der Verwendung und der entsprechenden Ausbildung eingeteilt werden in:

- a) Die Schraubenbolzen und Abarten derselben.
- b) Die Steinschrauben.
- c) Die Ankerschrauben und Spannschlösser.
- d) Die Stehbolzenschrauben und e) Die Gelenkbolzen.

a) Die Schraubenbolzen bestehen in der Hauptsache aus zwei Teilen, dem eigentlichen Bolzen und der Schraubenmutter. Der Bolzen ist gewöhnlich zylindrisch und

Abb. 95 bis 97.
Schraubenbolzen.



hat an dem einen Ende einen Kopf, während auf das andere Bolzenende das Gewinde eingeschnitten ist, auf das die Schraubenmutter aufgedreht werden soll (Abb. 95 bis 97). Wenn auf ein festes Anpressen in den Lochwandungen besonders Wert zu legen ist, so wird in der Regel der Bolzen konisch ausgebildet mit einem Anzug von 1:40 bis 1:100; hierbei kann dann der Kopf in kleineren Abmessungen gehalten werden oder auch ganz fehlen. Diese konischen Schraubenbolzen finden sehr oft zweckmäßige Verwendung, wenn Niete durch Schrauben ersetzt werden sollen, wobei es auf eine möglichst vollkommene Ausfüllung des Nietloches ankommt.

Die auf das Gewinde aufzusetzende Schraubenmutter hat im Grundriß meist die Gestalt eines regelmäßigen Sechsecks, dessen eingeschriebener Kreis in der Regel den Durchmesser $D = 0,5 + 1,4d$ erhält, wo d der äußere Gewindedurchmesser ist. Dieses Maß D bezeichnet man auch als Schlüsselweite. Bis zu dem eingeschriebenen Kreis ist die Mutter meist kugelförmig abgedreht, wodurch eine ringförmige Aufsitzfläche mit geringerem Bewegungswiderstand erzielt wird. Um diese Aufsitzfläche noch zu vergrößern und eine bessere Druckübertragung zu erhalten, wird die Schraubenmutter meist auf eine Unterlagsscheibe aufgelegt; hauptsächlich dann, wenn das Material des verschraubten Gegenstandes weicher ist als das der Mutter oder auch, wenn die Oberfläche des Materials uneben und rauh ist. Der Durchmesser D_u dieser meist ringförmigen Unterlagsscheibe und ihre Stärke s_u richten sich nach der Härte des verschraubten Materials. So wählt man z. B.:

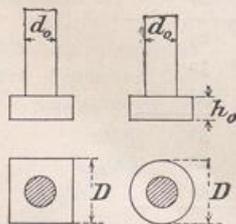
Bei Eisen $D_u = 1\frac{1}{3}D$ und $s_u = 0,2 \text{ cm} + 0,1d$ oder auch $= 0,1D$.

Bei Holz oder Stein $D_u = 3d$ oder $\sim 2D$ und $s_u = 0,2 \text{ cm} + 0,2d$.

Bei schiefen Anlageflächen, wie z. B. bei Flanschen von Profileisen (C- und I-Eisen) sind entsprechende schiefe Unterlagsscheiben zu verwenden, so daß die Schraubenmutter bzw. der Kopf mit ihrer ganzen Aufsitzfläche anliegen.

Die Höhe der Schraubenmutter wird je nach der Beanspruchung der Schraube verschieden gewählt (s. Berechnung der Schraubenabmessungen).

Abb. 98 bis 101. Kopf der
Schraubenbolzen.



Um ein unvorhergesehenes, unbeabsichtigtes Lösen der Schraubenverbindung zu verhindern, bringt man öfters Sicherungen gegen ein solches Lösen an. Diese Schraubensicherungen können auf verschiedene Arten vorgesehen werden; die älteste und noch heute meist gebräuchlichste Sicherung besteht in der Verwendung der sog. Gegenmutter, die kleinere Abmessungen als die eigentliche Schraubenmutter erhalten kann. Ein anderes Sicherungsmittel ist der Splint, der entweder durch die Mutter und den Bolzen oder unmittelbar vor der Mutter durch den Bolzen hindurchgesteckt wird. Auf diese Schraubensicherungen ist jedoch nur da Wert zu legen, wo durch Erschütterungen usw. eine selbsttätige Lösung der Schraubenverbindung möglich ist. Sie haben also für unsere Eisenkonstruktionen des Hochbaues meist keine Bedeutung.

Die Köpfe der Schraubenbolzen werden in verschiedenen Formen hergestellt, zylindrisch (Abb. 101), quadratisch (Abb. 99) oder sechseckig. Die Kopfhöhe (Abb. 100) wird gewöhnlich $h_o = 0,7d$ bis $0,5D$ gewählt, wobei D die Schlüsselweite der Mutter und zugleich des Kopfes bedeutet.

Werden mehrere Schrauben nebeneinander verwendet, so ist die Entfernung der Schrauben nicht geringer als $3,5d$ bis $4d$ zu nehmen, damit zum Anziehen der Schrauben genügend Raum vorhanden ist.

Bei der Berechnung der Schraubenabmessungen sind je nach der Beanspruchungsweise verschiedene Fälle zu unterscheiden:

1. Der Bolzen wird nur auf Abscherung beansprucht; in diesem Falle gelten für den Durchmesser des Bolzens genau dieselben Berechnungsweisen wie für die Nietdurchmesser.

Die Schraubenmutter ist dann unbelastet und erhält gewöhnlich eine Höhe von $0,5d$ bis d .

2. Der Bolzen hat reinen Zug auszuhalten; z. B. wenn ein Schraubenbolzen in der Richtung seiner Achse beansprucht wird, nachdem die Schraubenmutter angezogen ist.

Ist P die Last in der Richtung der Schraubenachse in kg, d_1 der Kerndurchmesser in cm, d der äußere Gewindedurchmesser in cm und k_z die zulässige Beanspruchung des Bolzenmaterials in kg/qcm, so gilt die Gleichung

$$P = \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z,$$

woraus sich ergibt

$$d_1 = 1,13 \cdot \sqrt{\frac{P}{k_z}}. \quad (30)$$

Der äußere Gewindedurchmesser (d) ist ungefähr gleich 0,8 des Kerndurchmessers d_1 und hiernach kann eine entsprechende Schraube aus der Tabelle gewählt werden. Für k_z können je nach der Güte der Schraube folgende Werte eingeführt werden:

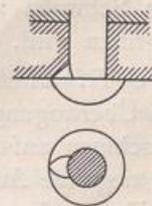
Bei ruhender Belastung $k_z = 800$ bis 1000 kg/qcm,
bei wechselnder Belastung $k_z = 600$ bis 800 kg/qcm.

Die Höhe h_1 der Schraubenmutter berechnet sich mit Rücksicht auf die im Gewinde auftretenden Biegungs- und Schubspannungen und schwankt je nach der Art der Belastung und Güte des Materials von $h_1 = d$ bis $h_1 = D$, wenn D die Schlüsselweite bedeutet. Für den Kopf genügt eine Höhe von $h_0 = 0,7d$ oder auch rund $0,5D$.

3. Der Bolzen hat eine Achsialkraft aufzunehmen und ist gleichzeitig auf Verdrehung beansprucht. Eine solche Belastung des Schraubenbolzens liegt vor, wenn die Schraube während ihrer achsialen Beanspruchung angezogen wird. Die durch diese Belastungsweise bedingte Berechnung ergibt, daß die zulässige achsiale Belastung einer solchen Schraube rund $\frac{3}{4}$ mal so groß ist, als bei den unter 2. behandelten Schrauben. Die Berechnung kann also erfolgen, indem man eine $\frac{4}{3}$ mal so große Achsialkraft zugrunde legt und nach Fall 2 rechnet, oder auch man rechnet nach Fall 2 mit einer zulässigen Beanspruchung k_z , die $\frac{3}{4}$ derjenigen unter 2. ist. Die Höhe der Schraubenmutter sowie die des Kopfes können wie unter 2 gewählt werden.

Bei den Schraubenverbindungen kommen ebenfalls, wie bei den Vernietungen, in besonderen Fällen Bolzen mit versenkten Köpfen zur Verwendung. Hierbei muß selbstredend eine Vorkehrung gegen Drehen beim Anziehen getroffen werden, was auch für runde Schraubenköpfe gilt (Abb. 102). Von einer solchen Vorkehrung kann abgesehen werden, wenn der Bolzen schon durch die Reibung in den Lochwandungen gegen Drehen gesichert ist. Dies gilt z. B. für an Stelle von Nieten verwendete Schraubenbolzen, da bei solchen eine vollständige Ausfüllung des Nietloches und somit ein festes Anliegen an den Lochwandungen aus

Abb. 102. Vorkehrung gegen ein Drehen beim Anziehen der Schraube.



Festigkeitsgründen erforderlich ist. Solche Schraubenbolzen werden in der Regel etwas konisch hergestellt und in die entsprechend konisch ausgeriebene Nietlöcher eingetrieben.

Unter Umständen kann es auch vorkommen, daß Kopf und Schraubenmutter versenkt anzuordnen sind; die Mutter muß dann so ausgebildet werden, daß ein Anziehen

Abb. 103 bis 105. Kopf und Schraubenmutter versenkt.

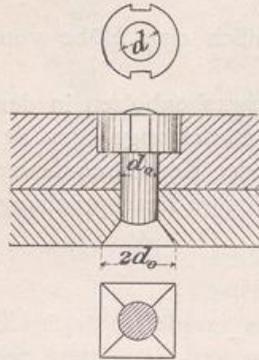


Abb. 106. Stiftschraube.

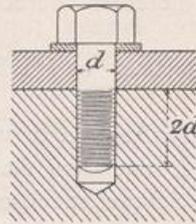
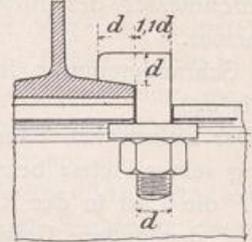


Abb. 107. Hakenschraube.



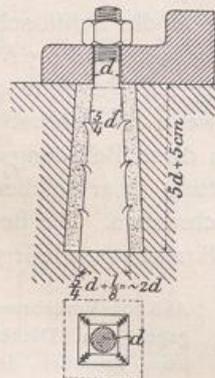
mit einem entsprechenden Schlüssel möglich ist. Abb. 103 bis 105 stellen eine Anordnung mit versenktem Kopf und versenkter Mutter dar.

Stiftschraube ist eine Abart von Schraubenbolzen, bei der die Schraubenmutter fehlt; das zugehörige Muttergewinde ist in den einen Konstruktionsteil eingeschnitten (Abb. 106).

Als weitere Abart der Schraubenbolzen ist noch die Hakenschraube zu nennen, bei der an Stelle des Kopfes ein Haken ausgebildet ist, der den zu verbindenden Konstruktionsteil seitlich übergreift und dessen Festhalten bezweckt (Abb. 107).

b) Die Steinschraube dient zur Verbindung von Eisenteilen mit Werksteinen, Quadern usw. Sie hat meist die Gestalt von konischen Schraubenbolzen ohne Kopf und wird mittels Zement, Gips oder Blei in die Steine eingebettet. Um ein Herausreißen zu vermeiden, wird das Loch im Stein ebenfalls konisch gestaltet, d. h. nach außen verjüngt, und der Bolzen meist noch mit Widerhaken (Einkerbungen) versehen. Das Loch im Stein muß natürlich außen weit genug sein, um den Bolzen mit seinen Widerhaken durchstecken zu können. Der Schaft trägt an dem hervorstehenden Ende ein Gewinde, auf das eine Schraubenmutter aufgedreht wird; der eingebettete Teil des Schaftes kann quadratisch oder auch rund ausgebildet werden. Empfehlenswerte Abmessungen sind in Abb. 108 angegeben. Ein Festkeilen des Bolzen vor dem Ausgießen des Loches ist sehr empfehlenswert, damit dieser während des Erhärtens der Ausgußmasse in unveränderter Lage bleibt und so ein festes Einbetten erzielt wird. Die Verwendung

Abb. 108. Steinschraube.



von Schwefel zum Vergießen ist zu verwerfen, da durch diesen das Eisen stark angegriffen wird.

c) Die Ankerschraube wird an Stelle der Steinschraube verwendet, wenn es sich um Übertragung gr o erer Kräfte in das Mauerwerk handelt; z. B. bei Verankerung von Maschinen auf ihren Fundamenten, von Lagern für Brücken und Eisenkonstruktionen, die negative Auflagerkräfte zu übertragen haben usw.

Der Ankerbolzen überführt die Kraft nach einer tieferliegenden Ankerplatte, die dann den Druck auf eine gr o ere Fläche des Mauerwerks verteilt. Die Gr o e der Ankerplatte ist so zu berechnen, daß die zulässige Beanspruchung des Steinmaterials

nicht überschritten wird. Ist die große Ankerkraft P , so ergibt sich die Anlagefläche der Ankerplatte

$$F = \frac{P}{k}, \quad (31)$$

wobei k die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerks ist. k kann gesetzt werden: für Ziegelmauerwerk gleich 7–14 kg/qcm, für Quadermauerwerk 20 kg/qcm und mehr, je nach der Güte der betreffenden Materialien. Der Durchmesser d_z des Ankerbolzens ist zu berechnen aus der Formel

$$\frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z = P,$$

aus der sich ergibt

$$d_z = 1,13 \sqrt{\frac{P}{k_z}}. \quad (32)$$

Ist an den Ankerbolzen eine Schraube angeschnitten, so ist d_z maßgebend für den Nettoquerschnitt des Bolzens, d. h. für den Kerndurchmesser der Schraube.

Soll in bezug auf Zerdrücken des Steines sowie auf Zerreißen des Bolzens ungefähr gleiche Festigkeit vorhanden sein, so bestehen zwischen der Größe der Ankerplatte und des Ankerbolzens folgende Beziehungen:

$$F \cdot k = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \quad \text{oder} \quad F = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{k_z}{k}. \quad (33)$$

Bei einer quadratischen Ankerplatte mit der Seitenlänge a wird also:

$$a = d_z \sqrt{\frac{k_z \cdot \pi}{k} \cdot \frac{\pi}{4}},$$

und für runde Platten mit dem Durchmesser D :

$$\frac{D^2 \cdot \pi}{4} \cdot k = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \quad \text{oder} \quad D = d_z \cdot \sqrt{\frac{k_z}{k}}.$$

Für Ziegelmauerwerk mit einem Mittelwert $k = 8$ kg/qcm ergibt sich bei $k_z = 1000$ kg/qcm die Seitenlänge einer quadratischen Ankerplatte

$$a_{\text{cm}} = d_z \sqrt{\frac{1000 \cdot \pi}{8} \cdot \frac{\pi}{4}} = \text{rund } 10 d_z,$$

der Durchmesser einer kreisrunden Ankerplatte

$$D = d_z \sqrt{\frac{1000}{8}} = \text{rund } 11 d_z.$$

Für Quadermauerwerk mit einem Mittelwert von $k = 20$ kg/qcm wird die Seitenlänge einer quadratischen Ankerplatte

$$a = d_z \sqrt{\frac{1000 \cdot \pi}{20} \cdot \frac{\pi}{4}} = \text{rund } 6 d_z$$

und der Durchmesser einer kreisrunden Ankerplatte

$$D = d_z \sqrt{\frac{1000}{20}} = \text{rund } 7 d_z.$$

Als Stärke der Ankerplatte in der Mitte wähle man bei kreisrunder Platte $\delta = 1,4 d_z$, bei quadratischer $\delta = 1,5 d_z$. Diese Stärken der Ankerplatten werden genau so berechnet wie die der Auflagerplatten von Trägern, die später behandelt werden; die obigen Werte δ ergeben sich, wenn man in diese Berechnung wieder die Beziehungen für gleiche Festigkeit der Ankerplatten und des Ankerbolzens einführt. Die Plattenstärke in der Mitte kann nach dem Rande zu allmählich bis auf $0,5 d_z$ abnehmen, jedoch wählt man die Randstärke zweckmäßig nie kleiner als 2 cm.

trägt ein Rechtsgewinde, das andere ein Linksgewinde; entsprechend ist natürlich auch die Muffe mit einem Rechts- und Linksgewinde versehen. Die Muffe kann verschiedene Ausbildungen erhalten, sie kann rund, sechseckig oder achteckig und geschlossen oder offen gehalten werden. Ihr Durchmesser wird gewöhnlich gleich $2d$ gewählt, ihre Länge gleich $6d$ bis $7d$, wobei d = äußerer Gewindedurchmesser.

Die offene Muffe (Abb. 120 bis 127) hat gegenüber der geschlossenen den Vorteil, daß man die eingedrehte Länge des Gewindes leicht erkennen kann. Der Durchmesser

Abb. 120 bis 123. Zugstange mit offener Muffe und Aufhängung.

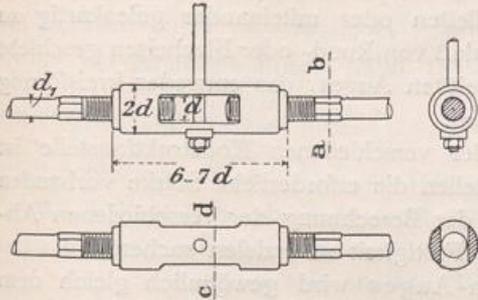
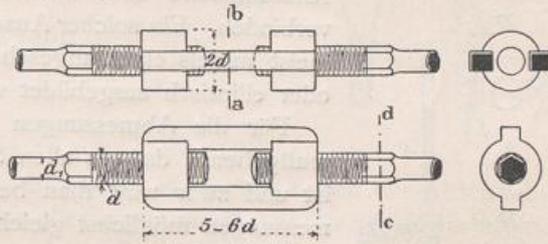


Abb. 124 bis 127. Zugstange mit offener Muffe.

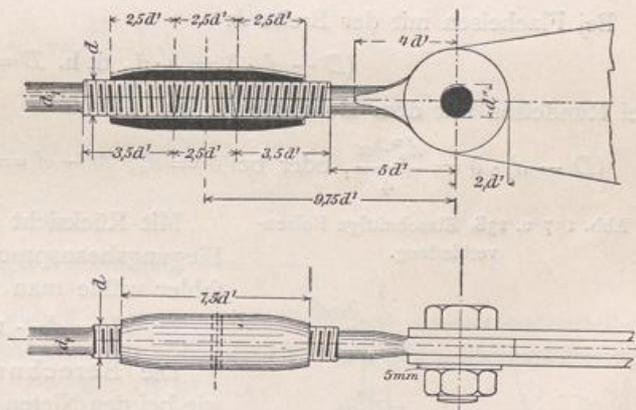


des Gewindegewindes wird gewöhnlich gleich demjenigen der Zugstange gemacht, um den Querschnitt der Zugstange möglichst auszunutzen. Bei runder Zugstange ist es empfehlenswert, seitlich vom Gewinde ein quadratisches oder sechseckiges Stück (Abb. 120 bis 127) auszuarbeiten, damit beim Drehen der Muffe ein gutes Gegenhalten gegen ein Verdrehen der Stange möglich ist. Um bei großen Spannweiten der Zugstange ein Durchhängen zu vermeiden wird die Muffe meist zum Aufhängen eingerichtet.

Abb. 120 bis 123 zeigen eine offene runde Muffe mit Aufhängevorrichtung und Abb. 124 bis 127 eine besondere Ausbildung einer offenen Muffe.

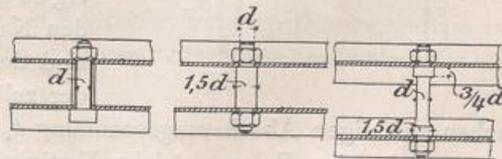
Abb. 128 u. 129 stellen eine runde geschlossene Muffe dar, die nicht in der Mitte, sondern nahe am Ende der Zugstange eingefügt ist.

Abb. 128 u. 129. Geschlossene Muffe.



d) Die Stehbolzenschrauben werden verwendet, wenn zwei Konstruktionsteile in bestimmtem Abstände voneinander gehalten werden sollen. Als Distanzstück kann entweder ein um den Schraubenbolzen gestecktes Stück Gasrohr Verwendung finden (Abb. 130), oder der Bolzen kann gleichzeitig als solches dienen, indem er entsprechend ausgebildet wird. So ist z. B. bei der in Abb. 131 dargestellten Anordnung das Schraubengewinde auf eine genaue Länge

Abb. 130 bis 132. Stehbolzenschrauben.

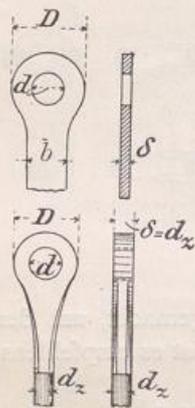


in Abb. 131 dargestellten Anordnung das Schraubengewinde auf eine genaue Länge

stark eingeschnitten, während in Abb. 132 eine entsprechende Verstärkung des Bolzens vorgenommen wurde, so daß der Bolzen in beiden Fällen zwei Anlageflächen in bestimmtem Abstand aufweist. Bei der Anordnung in Abb. 130 ist nur eine Schraubenmutter erforderlich, während bei den beiden anderen an jedem Ende des Bolzens eine Schraubenmutter aufgedreht werden muß.

e) Die Gelenkbolzen-Verbindungen spielten früher bei den Fachwerks-Konstruktionen eine bedeutende Rolle; doch ist man heute von der allgemeinen Verwendung der Gelenkbolzen zur Fachwerksbildung aus verschiedenen Gründen (vgl.

Abb. 133 bis 136. Ausbildung des Bolzen-Auges.



§ 18,2) abgekommen. Bei den Hochbaukonstruktionen dienen Gelenkbolzen hauptsächlich dazu, Zugstangen aus Flach- oder Rundeisen an Knotenbleche usw. anzuschließen oder miteinander gelenkartig zu verbinden. Ein solcher Anschluß von Rund- oder Flacheisen geschieht meist mittels eines angeschweißten Auges, das entweder kreisförmig oder elliptisch ausgebildet wird.

Für die Abmessungen der verschiedenen Konstruktionsteile ist maßgebend, daß an allen Stellen die erforderliche Stärke vorhanden ist und zwar wird man bei der Berechnung der verschiedenen Abmessungen möglichst gleiche Festigkeit zu erzielen suchen.

Die Stärke des Bolzen-Auges wird gewöhnlich gleich dem 1,1fachen der Stabstärke gewählt, doch wird auch öfters der einfacheren Ausbildung halber eine geringere Stärke vorgezogen. Wählt man die Stärke des Auges gleich der Dicke der Zugstange, so ergeben sich für den äußeren Durchmesser D des Auges (Abb. 133 bis 136) folgende Werte:

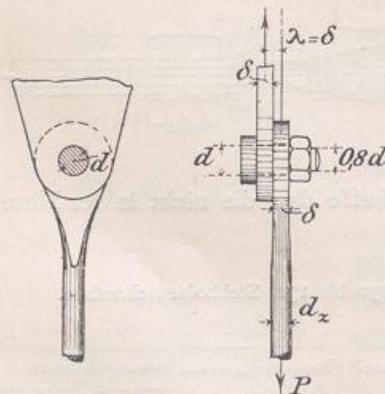
Bei Flacheisen mit der Breite b :

$$(D - d) \cdot \delta = b \cdot \delta, \text{ d. h. } D = b + d;$$

bei Rundeisen mit dem Durchmesser d_z ,

$$(D - d) \cdot \delta = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}, \text{ oder bei } \delta = d_z, D - d = \frac{d_z \cdot \pi}{4}, \text{ oder } D = d + 0,8 \cdot d_z.$$

Abb. 137 u. 138. Einschnittige Bolzen-Verbindung.



Mit Rücksicht auf die gleichzeitig auftretenden Biegebungsbeanspruchungen und eventuelle Arbeitsfehler wähle man für beide Fälle

$$D = d + 1,5b \text{ bzw. } D = d + 1,5d_z. \quad (34)$$

Die Berechnung der Gelenkbolzen erfolgt wie bei den Nieten auf Abscherung und Lochleibungsdruck; man unterscheidet auch hierbei einschnittige und mehrschnittige Verbindungen, je nachdem der Bolzen in einem oder in mehreren Querschnitten auf Abscherung beansprucht wird. Die einschnittigen Bolzenverbindungen (Abb. 137 u. 138) haben den Nachteil der exzentrischen Kraftübertragung und sind deshalb nach Möglichkeit zu vermeiden. Wird der zulässige Lochwandungsdruck k_L gleich der zwei-

fachen zulässigen Abscherungsspannung k_s angenommen, so ist, wie bei den Nietverbindungen, für den Bolzen gleiche Festigkeit auf Abscherung und Lochwandungsdruck vorhanden, wenn bei einschnittiger Verbindung $d = 2\delta$ und bei zweischnittiger Verbindung $d = \delta$ ist. Einschnittige Verbindungen, bei denen d größer als 2δ ist, sind auf

Lochleibungsdruck, solche mit d kleiner als 2δ auf Abscherung zu berechnen; zweischnittige Verbindungen sind zu rechnen auf Abscherung, wenn d kleiner als δ und auf Lochleibung, wenn d größer als δ ist. Hierbei ist $k_L = 1,5 \cdot k_s$ angenommen, und bei gutem Bolzenmaterial kann man setzen $k_s = 1000 \text{ kg/qcm}$, $k_L = 1500 \text{ kg/qcm}$. Will man mit den Beanspruchungen, besonders mit k_s , nicht so hoch gehen und andre Werte einführen, so berechnet sich der Bolzendurchmesser nach den Formeln:

Für einschnittige Bolzen (Abb. 137 u. 138):

$$\text{auf Abscherung } \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geq P, \quad (35)$$

$$\text{auf Lochleibung } d \cdot \delta \cdot k_L \geq P, \quad (36)$$

für zweischnittige Bolzen (Abb. 139 u. 140):

$$\text{auf Abscherung } \frac{2d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s \geq P, \quad (37)$$

$$\text{auf Lochleibung } d \cdot \delta' \cdot k_L \geq P \text{ bzw. } d \cdot 2\delta \cdot k_L \geq P. \quad (38)$$

Wenn die Bolzenverbindung nicht genau bearbeitet ist, so tritt neben der Abscherung noch Biegung auf und zwar kann man das Biegemoment ungünstigstenfalls setzen:

$$\text{für einschnittige Bolzen } M = P \cdot \lambda \text{ (Abb. 138),}$$

$$\text{für zweischnittige Bolzen } M = \frac{P}{2} \cdot \lambda' \text{ (Abb. 140).}$$

Das Widerstandsmoment des kreisrunden Bolzens ist:

$$W = \frac{J}{\frac{1}{2}d} = \frac{d^4 \cdot \pi \cdot 2}{64 \cdot d} = \frac{d^3 \cdot \pi}{32},$$

$$\text{also die Biegungsspannung: } \sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot 32}{d^3 \cdot \pi}.$$

Die Schubspannung des in der Nähe befindlichen Abscherungs-Querschnitts ist:

$$\text{Bei einschnittiger Verbindung } \tau = \frac{P}{\frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{4P}{d^2 \cdot \pi}.$$

$$\text{Bei zweischnittiger Verbindung } \tau = \frac{2P}{d^2 \cdot \pi}.$$

Nimmt man diese Spannungen σ_b und τ zugunsten der Sicherheit in ein und demselben Querschnitt als gleichzeitig auftretend an, so ergibt sich als resultierende Beanspruchung:

$$\sigma_{\max} = \frac{3}{8} \sigma_b + \frac{5}{8} \cdot \sqrt{\sigma_b^2 + 4\tau^2}. \quad (39)$$

Wenn mit diesem ungünstigsten Werte gerechnet wird, so kann bei gutem Flußeisen $\sigma_{\max} = 1300$ bis 1350 kg/cm^2 gewählt werden; bei Stahl könnte noch höher, bis zu 1600 kg/cm^2 gegangen werden.

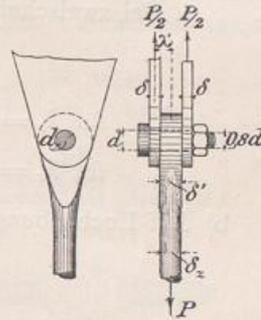
Die Stärke des Gelenkbolzens kann auch in bezug auf den Querschnitt der Zugstange berechnet werden, wenn deren Abmessung nach der aufzunehmenden Kraft dimensioniert wurde. Ist z. B. für die Zugstange ein Rundeisen mit dem Durchmesser d_z erforderlich, so berechnet sich das Verhältnis des Bolzendurchmessers zu demjenigen der Zugstange wie folgt:

a) Auf Abscherung.

1. Bei einschnittiger Verbindung (Abb. 137 u. 138)

$$\frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \quad (40)$$

Abb. 139 u. 140. Zweischnittige Bolzenverbindung.



worin k_s = zulässige Schubspannung des Bolzens,
und k_z = zulässige Zugspannung der Zugstange

für $k_s = k_z$ wird: $d^2 = d_z^2$ und $d = d_z$;

» $k_s = 0,8 k_z$ wird: $0,8 d^2 = d_z^2$ und $d = \frac{d_z}{\sqrt{0,8}}$, oder $d = \frac{d_z}{0,9} = 1,1 d_z$.

2. Bei zweischnittiger Verbindung (Abb. 139 u. 140)

$$2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \quad (41)$$

für $k_s = k_z$ ist $2 d^2 = d_z^2$ und $d = d_z \cdot \sqrt{\frac{1}{2}} = 0,72 d_z$,

für $k_s = 0,8 k_z$ ist $\frac{2 d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 0,8 k_z = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z$ und $d = 0,8 d_z$.

b) Auf Lochleibung.

$$d \cdot \delta \cdot k_L = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_z, \quad (41^a)$$

für $k_L = 1,5 k_z$ ist $d \cdot \delta \cdot 1,5 = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}$, oder $d \cdot \delta = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{6}$ und $d = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{6 \cdot \delta}$.

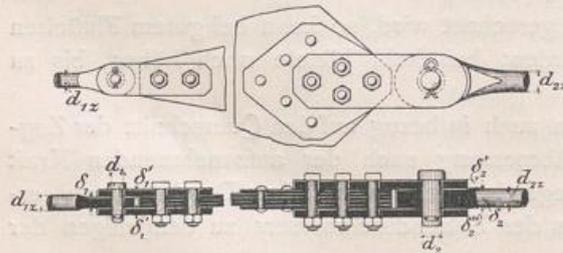
Wenn $\delta = 1,1 d_z$ ist, dann wird $d = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{6 \cdot 1,1 d_z} = 0,475 d_z = \text{rd. } 0,5 d_z$.

Da mit Rücksicht auf Abscherung ein größerer Durchmesser nötig ist, so wird bei $\delta = 1,1 d_z$ der zulässige Lochleibungsdruck nicht voll ausgenutzt. Um bei einer zweischnittigen Verbindung volle Ausnutzung des Lochleibungsdrucks zu erhalten, müßte bei $k_s = 1,5 k_L$ mit Rücksicht auf gleiche Festigkeit in bezug auf Abscherung und Lochleibungsdruck $\delta = d$ werden; die Formel $d \cdot \delta = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{6}$ würde dann übergehen in $d^2 = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{6}$,

und es ergäbe sich $d = \delta = d_z \cdot \sqrt{\frac{\pi}{6}} = 0,72 \cdot d_z$, d. h. derselbe Wert wie unter a)2. für den Fall $k_s = k_z$. Doch ist es empfehlenswert, die etwas größere Blechstärke $\delta = 1,1 d_z$ zu wählen, d. h. einen geringeren Lochwandungsdruck zuzulassen, da man bei den Bolzen nicht mit Sicherheit auf ein volles Anliegen an den Lochwandungen rechnen kann.

Soll ein Rundeisen mit dem Durchmesser d_z mittels eines ausgeschmiedeten Bolzenauges an ein einfaches Knotenblech angeschlossen werden, so geschieht dies am besten durch eine zweischnittige Bolzenverbindung, indem man den Anschluß durch zwei seitliche aufgelegte Laschen erzielt. So stellen z. B. die Abb. 141 bis 144 entsprechende

Abb. 141 bis 144. Anschluß von Zugstangen aus Rundeisen an Knotenbleche.



Anschlüsse zweier Zugstangen aus Rundeisen an ein Knotenblech dar. Hierbei ist das Knotenblech aus drei aufeinanderliegenden Blechen gebildet; der Anschluß erfolgte in jedem Falle durch Ausbildung eines Auges an den Enden der Zugstangen und mittels zweier seitlich aufgelegter Laschen. Bei der Anordnung der Abb. 141 u. 142 wurde die Stärke des Auges etwas geringer als der Durchmesser des Rundeisens und zwar

gleich der Stärke des dreifachen Knotenblechs ausgebildet, während bei der Anordnung der Abb. 143 u. 144 die Stärke des Bolzenauges etwas größer als der Durchmesser der Zugstange gewählt und das Knotenblech durch Auflegen zweier Verstärkungsbleche auf die Stärke des Auges gebracht wurde, um keinen zu großen Lochwandungsdruck zu

erhalten. Der Anschluß der Rundeisen erfolgte zunächst durch je einen Bolzen mit Splint an die betreffenden Laschen, und diese wurden mit der nötigen Anzahl von Schraubenbolzen an die Knotenbleche angeschlossen. Die Gesamtstärke je zweier zusammengehöriger Laschen wurde zwecks Erzielung gleicher Festigkeit gleich der zugehörigen Augenstärke gemacht.

Abb. 145 u. 146 zeigen den Anschluß einer Rundeisenstange mit Spanschloß an ein doppeltes Knotenblech. Die durch Abb. 147 u. 148 dargestellte Verbindung zweier

Abb. 145 u. 146. Anschluß einer Rundeisenstange an ein doppeltes Knotenblech.

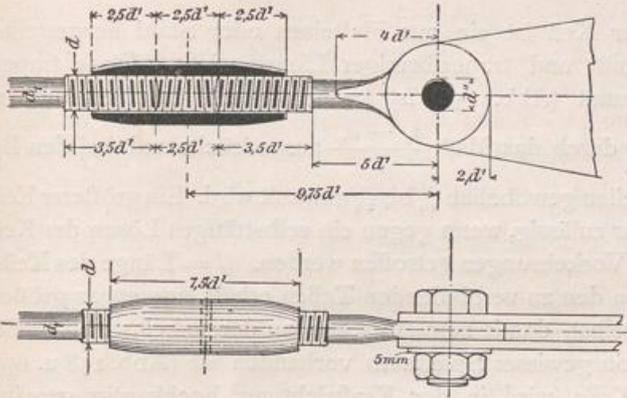
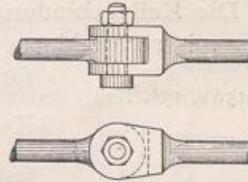


Abb. 147 u. 148. Verbindung zweier Rundeisenstangen.



Rundeisenstangen durch gabelförmige Ausbildung des einen Rundeisenendes ist nicht zu empfehlen, da die Ausbildung der Gabel schwierig ist, und

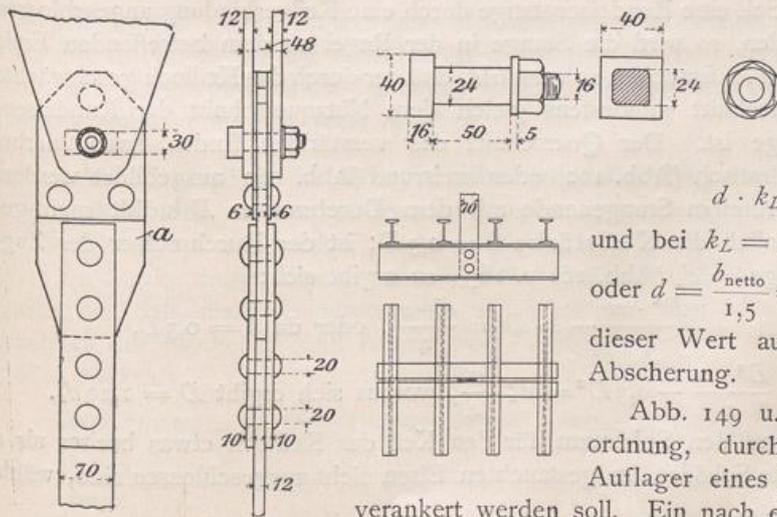
deshalb die Verbindung zu teuer bzw. bei weniger sorgfältiger Arbeit nicht sicher genug ist.

Bestehen die Zugstangen aus Flacheisen, so wird die Konstruktion ähnlich ausgeführt wie bei Rundeisenstangen. Bei Berechnung des Bolzens mit Rücksicht auf den Querschnitt der Zugstange ist natürlich wieder nur deren Nutzquerschnitt einzuführen. Bezeichnet man diesen mit f_{netto} , so gelten für eine zweiseitige Verbindung folgende Gleichungen:

$$\text{auf Abscherung: } \frac{2 \cdot d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = f_{\text{netto}} \cdot k_z, \quad (42)$$

$$\text{auf Lochleibung: } d \cdot \delta \cdot k_L = f_{\text{netto}} \cdot k_z. \quad (43)$$

Abb. 149 bis 155. Beispiel einer Verankerung des beweglichen Auflagers eines Dachbinders.



Wenn die Stärke des Auges gleich der Stärke der Zugstange und die Nutzbreite der Zugstange gleich b_{netto} ist, so wird

$$d \cdot k_L = b_{\text{netto}} \cdot k_z,$$

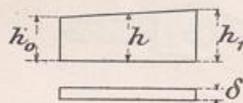
und bei $k_L = 1,5 \cdot k_z$: $1,5d = b_{\text{netto}}$,
oder $d = \frac{b_{\text{netto}}}{1,5} = \frac{2}{3}b$. Bei $k_s = k_z$ gilt dieser Wert auch mit Rücksicht auf Abscherung.

Abb. 149 u. 155 zeigen eine Anordnung, durch die ein bewegliches Auflager eines Dachbinders senkrecht verankert werden soll. Ein nach einem in entsprechender

Tiefe liegenden Ankerrost führendes Flacheisen ist mittels zweier Flacheisenlaschen an das breitere Bolzenblech a angeschlossen, das durch einen Schraubenbolzen mit dem doppelten Knotenblech in Verbindung steht. Da die Verankerung eine Bewegung des Auflagers nicht verhindern soll und das Flacheisen durch seine Einmauerung eine solche Bewegung nicht mitmachen kann, so ist die Bolzen ffnung in dem Blech a in der Verschiebungsrichtung länglich hergestellt. Um nun die nötige Anlagefläche in der Lochwandung dieses länglichen Loches zu erzielen, hat der Bolzen quadratischen Querschnitt erhalten (Abb. 152). Der quadratische Teil des Bolzens ist so lang, daß beim festen Anziehen der Schraube zwischen den durch den Bolzen verbundenen Blechen ein Spielraum für die Bewegung vorhanden bleibt.

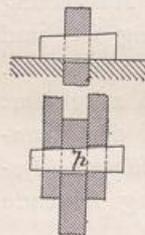
2. Die Keilverbindungen. Der Keil ist ein aus Flußeisen oder Stahl hergestellter Körper mit rechteckigem Querschnitt und trapezförmiger Längsansicht. Diese trapezförmige Gestalt (Abb. 156) ist bedingt durch den Anzug des

Abb. 156 u. 157. Keil.



Keils, der durch das Maß $\frac{h_1 - h_0}{l}$ ausgedrückt und bei den Befestigungskeilen gewöhnlich $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{25}$ gewählt wird. Ein gr o erer Keilanzug ist nur zulässig, wenn gegen ein selbsttätiges Lösen der Keilverbindung Vorkehrungen getroffen werden. (l = Länge des Keils.)

Abb. 158 u. 159. Keilverbindung.



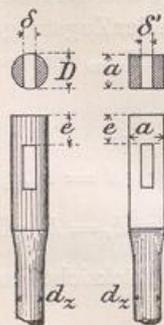
Das Keilloch in den zu verbindenden Teilen erhält eine etwas gr o ere Höhe als der Keil selbst, damit zum Anziehen an den unbelasteten Stellen der Anlageflächen ein gewisser Spielraum vorhanden ist (Abb. 158 u. 159).

Die Form des Keils wird in der Kraftrichtung hochkantig gewählt, damit das Keilloch, zwecks geringer Schwächung der zu verbindenden Teile möglichst schmal wird und doch der nötige Abscherungsquerschnitt für den Keil vorhanden ist.

Die Abmessungen der Keilverbindung sind so zu treffen, daß in bezug auf Abscherung des Keils und auf Lochwandungsdruck an den belasteten Flächen genügende Sicherheit vorhanden ist. Die zusätzliche Beanspruchung des Keils auf Biegung ist hierbei von geringerem Einfluß als bei den Bolzenverbindungen, da der Keil durch seine gr o ere Höhe in der Kraft-

richtung ein verh ltnism o ig gr o eres Widerstandsmoment gegen Biegung besitzt. Ferner müssen die durch das Keilloch geschwächten Querschnitte der zu verbindenden Teile stark genug sein.

Abb. 160 bis 163. Anschlu enden von Rundeisenstangen durch eine Keilverbindung.



Soll eine Rundeisenstange durch eine Keilverbindung angeschlossen werden, so wird die Stange in der Regel an dem betreffenden Ende durch Aufstauchen so verstärkt, daß der durch das Keilloch geschwächte Querschnitt mindestens gleich dem Nutzquerschnitt der Rundeisenstange ist. Der Querschnitt des verstärkten Endes kann hierbei quadratisch (Abb. 162) oder kreisrund (Abb. 160) ausgebildet werden. Bei rundem Stangenende mit dem Durchmesser D wählt man gewöhnlich die Keilstärke $\delta = 0,3D$; ist der Durchmesser der Zugstange = d_z (Abb. 161 u. 163), so ergibt sich:

$$\frac{D^2 \cdot \pi}{4} - \delta \cdot D = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}, \text{ oder da } \delta = 0,3D,$$

$$\frac{D^2 \cdot \pi}{4} - 0,3D^2 = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}, \text{ woraus sich ergibt } D = 1,29d_z.$$

Da mit Rücksicht auf den Spielraum für den Keil das Keilloch etwas breiter als δ sein muß und eventuelle Schäden im gestauchten Eisen nicht ausgeschlossen sind, wähle man $D = 1\frac{1}{3}d_z$ bis $1,4d_z$.

Bei quadratisch ausgebildetem Stangenende des Rundeisens wird die Keilstärke in der Regel $\delta' = \frac{1}{3}$ der Quadratseite genommen. Nach Abb. 162 muß also sein:

$$\frac{2}{3}a^2 = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4}, \text{ oder } a = d_z \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot 3}{4 \cdot 2}} = 1,18 d_z.$$

Zweckmäßig wird gewählt $a = 1\frac{1}{4} \cdot d_z$ bis $1,3 \cdot d_z$.

Soll die Keilstärke durch d_z ausgedrückt werden, so ergibt sich:

Bei rundem Stangenende:

$$\delta = 0,3 \cdot D = 0,3 \cdot \frac{4}{3} \cdot d_z = 0,4 d_z;$$

bei quadratischem Stangenende:

$$\delta' = \frac{1}{3} \cdot a = \frac{1}{3} \cdot \frac{5}{4} \cdot d_z = 0,41 \cdot d_z.$$

Bei den obigen Abmessungen von δ , D und a darf natürlich der Lochwandungsdruck in den Anlageflächen des Keiles nicht zu groß werden. Die Anlageflächen des Keils an der Stange sind hierbei $\delta \cdot D$, bzw. $\delta' \cdot a$; unter Einführung der Werte $\delta = 0,3 D$, $D = 1\frac{1}{3} d_z$, $\delta' = \frac{1}{3} a$ und $a = 1\frac{1}{4} d_z$ werden diese Anlageflächen

$$\delta \cdot D = 0,3 \cdot D^2 = 0,3 \cdot \left(\frac{4}{3} d_z\right)^2 = 0,53 d_z^2, \text{ bzw.}$$

$$\delta' \cdot a = \frac{a^2}{3} = \frac{\left(1\frac{1}{4} d_z\right)^2}{3} = 0,52 \cdot d_z^2.$$

Der größte Lochwandungsdruck wird mithin

$$\sigma_L = \frac{d_z^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot k_s}{0,52 d_z^2} = \frac{\pi}{4 \cdot 0,52} \cdot k_s = 1,51 k_s;$$

ein solcher Lochwandungsdruck ist zulässig und es sind somit die obigen Abmessungen auch in dieser Hinsicht ausreichend.

Die mittlere Höhe h des Keils ist mit Rücksicht auf Abscherung zu berechnen:

$$2\delta \cdot h \cdot k_s = \frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s, \quad (44)$$

bei δ bzw. $\delta' = 0,4 \cdot d_z$ wird

$$h = \frac{\frac{d_z^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s}{2 \cdot 0,4 d_z \cdot k_s} = \frac{d_z \cdot \pi}{3,2} \cdot \frac{k_s}{k_s} = \sim \frac{k_s}{k_s} \cdot d_z,$$

für $k_s = k_z$ ergibt sich $h = d_z$ oder $= \frac{3}{4} D$ bzw. $= \frac{5}{4} a$ und für $k_s = \frac{4}{5} k_z$: $h = \frac{5}{4} d_z$ oder $= \sim D$ bzw. $= \sim a$.

Die Länge e des vollen Stückes des Stangenendes hinter dem Keilloch (Abb. 161) ist mit Rücksicht auf ein Aufschlitzen dieses Stückes zu berechnen. In der Praxis wird für diese Länge gewöhnlich das Maß $e = d_z$, d. h. $\frac{3}{4} D$ bzw. $\frac{4}{5} a$ gewählt; die Berechnung würde einen geringeren Wert ergeben.

§ 15. Beispiele zu den Verbindungsmitteln.

1. Beispiele zu den Nietverbindungen. *Erstes Beispiel.* Eine Zugkraft von $P = 25$ t soll durch zwei Flacheisen aufgenommen und diese an ein Knotenblech von 1,5 cm Stärke angeschlossen werden. Die Flacheisen nehmen das Knotenblech zwischen sich, so daß die Verbindung eine zweiseitige wird. Zu berechnen sind: Querschnitt der Flacheisen und Anzahl der Anschlußniete bei einem Nietdurchmesser von $d = 1,8$ cm.

Auflösung: a) Der Nutzquerschnitt der Flacheisen ergibt sich zu $f_{\text{netto}} = \frac{P}{k_z}$
 $= \frac{25\,000}{1000} = 25$ qcm, für ein Flacheisen mithin 12,5 qcm.

Die Nutzbreite der Flacheisen berechnet sich bei einer Strke δ zu $b_{\text{netto}} = \frac{f_{\text{netto}}}{\delta}$
 $= \frac{12,5}{1,2} = 10,4 \text{ cm.}$

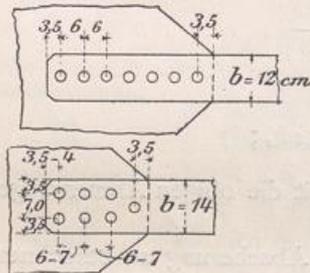
Die mit Rücksicht auf die Schwchung durch die Niete notige Breite ist $b = b_{\text{netto}} + d$
 $= 10,4 + 1,8 = 12,2 \text{ cm.}$ Zwei Flacheisen von 12 cm seien als ausreichend angenommen.

b) Die Berechnung der Nietanzahl ist unter Voraussetzung von $k_L = 1,5 k_s = 1500 \text{ kg}$
 $= 1,5 \text{ t}$ mit Rücksicht auf Lochleibung vorzunehmen, da $d > \delta'$ und δ' die kleinste
 Blechstrke bedeutet (Abb. 164). Mithin $n \cdot d \cdot \delta' \cdot k_L = P$,
 woraus

Abb. 164. Berechnung der Nietanzahl.



Abb. 165 u. 166. Anordnung der Niete.



$$n = \frac{P}{d \cdot \delta' \cdot k_L} = \frac{25}{1,8 \cdot 1,5 \cdot 1,5} = 6\frac{1}{4}.$$

Gewahlt werden 7 bis 8 Niete.

Die Anordnung nach Abb. 165 mit 7 Nieten hintereinander ist jedoch nicht zweckmaig, sondern es empfiehlt sich, breitere und dünnere Flacheisen mit zweireihigem Nietanschlu zu verwenden mit einem Niet in der ersten Reihe (Nietabzug nur für ein Niet).

So wird z. B. für $\delta = 1,0 \text{ cm}$: $b_{\text{netto}} = 12,5 \text{ cm}$; und die erforderliche Breite der Flacheisen $b = 12,5 + 1,8 = 14,3 = \sim 14 \text{ cm}$. Die Nietzahl bleibt dieselbe, da δ' sich nicht geandert hat. Die Nietverteilung kann nach Abb. 166 gewahlt werden.

In diesem Beispiel wird die Abscherungsfestigkeit der Niete von 1000 kg/qcm nicht ausgenutzt, da $d > \delta'$ ist, denn wenn die Verbindung auf Abscherung und Lochleibungsdruck gleich fest sein sollte, so müßte man $d = \delta'$ und $2\delta = \delta'$ wahlen, d. h. $d = 1,5 \text{ cm}$, $\delta = 0,75 \text{ cm}$; jedoch ware eine solche Anordnung mit Rücksicht auf die hierzu erforderliche groere Nietzahl und groere Flacheisenbreite nicht zweckmaig.

Die bei den gewahlten Abmessungen auftretende Scherspannung der Niete ist:

$$\sigma_s = \frac{P}{n \cdot 2 d^2 \cdot \pi} = \frac{25000}{n \cdot 2 \cdot 2,54} = \sim \frac{25000}{7 \cdot 5,08} = 700 \text{ kg/qcm.}$$

Abb. 167. Anschluß eines Fachwerkstabes.



Zweites Beispiel. Ein Stab eines Dachbinders erhalt eine maximale Zugkraft von 26 t und soll aus zwei Winkelisen nach Abb. 167 gebildet werden.

Die Strke des Knotenbleches ist $\delta' = 1,2 \text{ cm}$, der Durchmesser der Anschlußniete $d = 2,0 \text{ cm}$. Zu berechnen ist:

a) Die Profilnummer der Winkelisen bei $k_s = 1000 \text{ kg/qcm}$.

b) Der Anschluß an das Knotenblech: $\alpha)$ für $k_s = 800 \text{ kg/qcm}$ und $k_L = 1500 \text{ kg}$; $\beta)$ für $k_s = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $k_L = 1500 \text{ kg/qcm}$.

a) Berechnung der Winkelisen:

$$F_{\text{netto}} = \frac{P}{k_s} = \frac{26000}{1000} = 26 \text{ qcm, für 1 Winkel also } f_{\text{netto}} = 13 \text{ qcm.}$$

Bei einer Winkelisenstrke von $\delta = 1 \text{ cm}$ ist die Nietschwchung für ein Eisen $d \cdot \delta = 2,0 \cdot 1,0 = 2 \text{ qcm}$. Der Gesamtzugquerschnitt eines Winkelisens muß also sein: $f = 13 + 2 = 15 \text{ qcm}$; $2 \sqrt{8 \cdot 8 \cdot 1}$ mit je einem $f = 15,1 \text{ qcm}$ waren somit ausreichend.

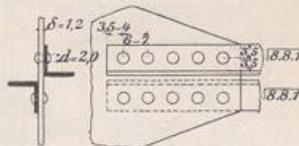
b) Die Anzahl der Anschlußniete ergibt sich: a) in bezug auf Abscherung bei $k_s = 800 \text{ kg/qcm}$ zu $n = \frac{P}{d^2 \cdot \pi k_s} = \frac{26000}{2^2 \pi \cdot 800} = 10,4$ und in bezug auf Lochleibungs-

druck ($k_L = 1500 \text{ kg/qcm}$) $n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L} = \frac{26000}{2,0 \cdot 1,0 \cdot 1500} = 8,7$. Es sind also insgesamt 10 bis 12 Niete zu wählen; jedes Winkeleisen ist daher mit 5 bis 6 Nieten anzuschließen.

β) Da bei der hier vorliegenden einschnittigen Nietverbindung $d = 2\delta$ ist, so ist es bei $k_L = 1,5 k_s$ gleichgültig, ob die Nietzahl auf Abscherung oder auf Lochleibungsdruck berechnet wird: Die Berechnung auf Lochleibung ergibt

$n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot k_L} = \frac{26}{2,0 \cdot 1,0 \cdot 1500} = 8,7$. Werden 10 Niete gewählt, für jedes Winkeleisen also 5, so gestaltet sich der Anschluß nach Abb. 168 u. 169.

Abb. 168 u. 169. Anschluß der beiden Winkeleisen.



2. Beispiele zu den Schraubenverbindungen. *Erstes Beispiel.* Ein Schraubenbolzen hat eine angehängte Last von 7,2 t zu tragen. Die Schraube ist zu berechnen:

a) für den Fall, daß sie unbelastet angezogen wird,

b) für den Fall, daß sie belastet angezogen wird.

a) Der Kerndurchmesser des Schraubengewindes ergibt sich nach Gleichung 30

zu $d_i = 1,13 \sqrt{\frac{P}{k_s}}$; bei $k_s = 800 \text{ kg/qcm}$ wird $d_i = 1,13 \sqrt{\frac{7200}{800}} = 1,13 \sqrt{9} = 1,13 \cdot 3 = 3,39 \text{ cm}$. Nach der Tabelle I auf S. 331 wird eine WITWORTH-Schraube $1\frac{5}{8}''$ mit einem Kerndurchmesser $d_i = 34,77 \text{ mm}$ gewählt, für die der äußere Gewindedurchmesser $d = 1\frac{5}{8}'' = 41,27 \text{ mm}$ ist.

b) Wird die Schraube angezogen, während sie die Last zu tragen hat, so ist nach S. 333 unter sonst gleichen Verhältnissen mit einer nur $\frac{3}{4}$ mal so großen zulässigen Beanspruchung zu rechnen, also mit $k_s = 800 \cdot \frac{3}{4} = 600 \text{ kg/qcm}$. Es wird somit

$$d_i = 1,13 \sqrt{\frac{7200}{600}} = 1,13 \sqrt{12} = 1,13 \cdot 3,46 = 3,91 \text{ cm}.$$

Gewählt wird nach der Skala eine Schraube $1\frac{7}{8}''$ mit einem Kerndurchmesser $d_i = 4,04 \text{ cm}$ und einem äußeren Gewindedurchmesser $d = 4,76 \text{ cm} = 1\frac{7}{8}''$.

Zweites Beispiel. Eine Ankerkraft von 12 t ist durch eine Zugstange aus Rundstangeisen von einem 1,5 cm starken Knotenblech in eine Ankerplatte überzuführen. Der Anschluß der Zugstange an das Knotenblech soll durch eine Gelenkbolzenverbindung bewirkt und ein nachträgliches Anspannen des Ankers mittels eines Spannschlusses möglich gemacht werden. Die Berechnung der ganzen Verankerung ist vorzunehmen.

Berechnung des Rundeisendurchmessers d_s . Nach Gleichung 30 ergibt sich der Kerndurchmesser d_i des Spannschloßgewindes zu: $d_i = 1,13 \sqrt{\frac{P}{k_s}}$; bei $k_s = 800 \text{ kg/qcm}$

und $P = 12000 \text{ kg}$, wird $d_i = 1,13 \sqrt{\frac{12000}{800}} = 1,13 \sqrt{15} = 1,13 \cdot 3,87 = 4,37 \text{ cm}$.

Nach der WITWORTH-Skala entspricht diesem Kerndurchmesser eine Schraube 2'' mit einem Kerndurchmesser $d_i = 4,36 \text{ cm}$ und einem äußeren Gewindedurchmesser $d = 2'' = 5,08 \text{ cm}$.

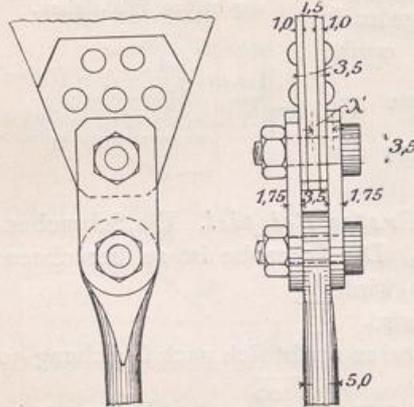
In diesem Beispiel soll das Gewinde des Spannschlusses an die Rundeisenstange angeschnitten werden, um eine weitere Ausarbeitung der Stangenenden (Verstärkung durch Aufstauchen) zu vermeiden. Es ist deshalb der Durchmesser des Rundeisens mindestens

gleich dem   u  eren Gewindedurchmesser der Spannschlo  schraube zu w  hlen, also $d_z = d = \text{rund } 5,00 \text{ cm}$.

Die Muffe des Spannschlusses kann nach einer der in den Abb. 120 bis 129 dargestellten Art ausgebildet werden. Der Durchmesser der Muffe kann gleich $D = 2d_z = 10 \text{ cm}$, und die L  nge $l = 7d_z$ bis $8d_z = 35 - 40 \text{ cm}$ genommen werden.

Der Anschlu   an das Knotenblech soll durch eine zweischnittige Gelenkbolzenverbindung mittels zweier seitlich aufgelegter Laschen und zweier Gelenkbolzen bewirkt

Abb. 170 u. 171. Anschlu   an das Knotenblech.



werden (Abb. 170 u. 171). Der Durchmesser d_b des Gelenkbolzens wird f  r $k = 0,8 k_z$ nach S. 340 gleich dem 0,8fachen des Nutquerschnitts der Zugstange, also $d_b = 0,8 \cdot 4,36 = 3,49 = \text{rund } 3,5 \text{ cm}$.

Um einen Lochleibungsdruck $k_L = 1,5 k_z$ zu erhalten, was hier $k_L = 1,5 \cdot 0,8 k_z = 1,2 k_z = 1200 \text{ kg/qcm}$ w  re, mu   die St  rke des Auges sowie die Gesamtst  rke der Laschen und des Knotenbleches ebenfalls $3,5 \text{ cm}$ ($\delta = d$) sein; jede Lasche erh  lt

also eine St  rke von $\frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ cm}$ und das Knotenblech wird durch 2 aufgenietete Bleche von je 1 cm Dicke auf $3,5 \text{ cm}$ verst  rkt.

Mit Ber  cksichtigung der Biegungsspannungen in Bolzen (vgl. S. 339), tritt bei obiger Anordnung in den ung  nstigsten Bolzenquerschnitten folgende resultierende Beanspruchung auf:

$$\sigma_{\max} = \frac{3}{8} \sigma_b + \frac{5}{8} \sqrt{\sigma_b^2 + 4 \tau^2}; \text{ worin } \sigma_b = \frac{32 M}{d^3 \cdot \pi};$$

oder da $M = \frac{P}{2} \cdot \lambda' = 6000 \cdot 2,5 = 15000 \text{ kgcm}$ ($\lambda' = \frac{3,5 + 1,75}{2} = \frac{5,25}{2} = \text{rund } 2,5 \text{ cm}$),

$$\sigma_b = \frac{32 \cdot 15000}{3,5^3 \cdot \pi} = \frac{32 \cdot 15000}{134} = 358 \text{ rund } 360 \text{ kg/qcm};$$

da ferner $\tau = 800 \text{ kg/qcm}$ ($= k_s$ oben) ist, so ergibt sich

$$\sigma_{\max} = \frac{3}{8} \cdot 360 + \frac{5}{8} \sqrt{360^2 + 4 \cdot 800^2} = 135 + \frac{5}{8} \sqrt{129600 + 2560000} = 135 + \frac{5}{8} \sqrt{2689600} \\ = 135 + \frac{5}{8} \cdot 1640 = 135 + 1025 = 1160 \text{ kg/qcm}.$$

Diese Beanspruchung ist bei obiger ung  nstiger Annahme zul  ssig.

Als Abmessungen der Ankerplatte ergeben sich bei einer zul  ssigen Druckbeanspruchung des Mauerwerks von 8 kg/qcm : f  r eine quadratische Ankerplatte eine Seitenl  nge $a = 10 d_{z \text{ netto}} = 10 \cdot 4,36 = 43,6 \text{ rund } 45 \text{ cm}$; f  r eine runde Ankerplatte ein Durchmesser von $D = 11 d_{z \text{ netto}} = 11 \cdot 4,36 = \text{rund } 50 \text{ cm}$ (s. S. 335).

B. Verl  ngerung (Sto  e), Eck- und Anschlu  verbindungen, sowie Kreuzungen von Konstruktionsteilen.

   16. Verl  ngerung (Sto  e) von Konstruktionsteilen.

1. Verl  ngerung von Rundeisen und Flacheisen. Die Verl  ngerungen m  ssen immer so vorgenommen werden, da   sie keine schwachen Stellen bedeuten, sondern da     berall mindestens die gleiche Festigkeit vorhanden ist, wie bei den verl  ngerten Teilen selbst. Ferner ist darauf zu achten, da   die Achsen der verbundenen Teile in eine Richtung fallen, damit keine exzentrische   bertragung stattfindet.

Die Verlängerung von Rundeisen kann durch Verschraubungen, Spannschlösser, Gelenkbolzen und Keilverbindungen geschehen, wie diese in § 14 bereits besprochen worden sind. Die Verschraubungen ergeben in der Regel eine starre Verbindung. Abb. 172 u. 173 zeigen eine solche Rundeisenverlängerung mittels Schraubenbolzen; hierbei sind die Rundeisen an den Enden aufgestaucht, flach ausgeschmiedet und so verschraubt, daß die Achsen der beiden verbundenen Rundeisen in eine Richtung fallen. Gelenkige Verlängerungen von Rundeisen kann man leicht mit Hilfe von Gelenkbolzenverbindungen erzielen, die nach § 14, 1, e zu konstruieren und zu berechnen sind.

Abb. 172 u. 173. Verlängerung von Rundeisen mittels Schraubenbolzen.

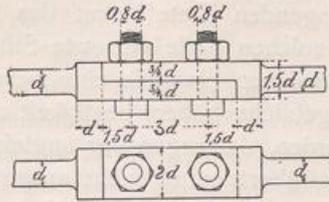
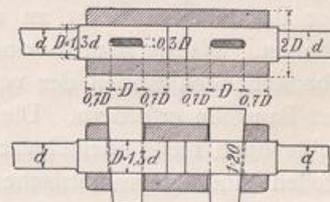


Abb. 174 u. 175. Verlängerung von Rundeisen mittels Keilverbindung.



Regulierbare Verlängerungen, d. h. solche, die ein nachträgliches Anziehen oder Nachlassen ermöglichen, können unter Verwendung von Spannschlössern oder Keilverbindungen hergestellt werden. Betreffs deren Konstruktion und Berechnung wird auf § 14, 1, c u. § 14, 2 verwiesen. Abb. 174 u. 175 zeigen eine Verlängerung mittels Keilverbindung; die aufgestauchten Stangenenden stecken in einer Muffe und sind durch zwei Keile befestigt. Durch Anziehen dieser letzteren ist ein nachträgliches Anspannen in gewissen Grenzen möglich.

Die Verlängerung von Flacheisen erfolgt meist durch seitlich aufgenietete, manchmal auch aufgeschraubte Laschen. Der Nutzquerschnitt der Laschen muß mindestens gleich dem Nutzquerschnitt der Flacheisen sein. Die Anzahl der Nieten oder Schrauben ist von den wirkenden Kräften abhängig. Zwecks Berechnung und Konstruktion der Verbindung kann auf die betreffenden früheren Ausführungen in § 13, 3 und § 14, 1 verwiesen werden. Hierbei sind wieder einschnittige und zweisechnittige Laschenverbindungen zu unterscheiden; die letzteren sind mit Rücksicht auf die bessere Kraftübertragung stets vorzuziehen.

2. Verlängerungen (Stöße) von Profileisen und Eisenteilen zusammengesetzten Querschnitts. Bei der Stoßausbildung solcher Eisenteile ist darauf zu achten, ob die gestoßenen Querschnitte auf Zug bzw. Druck oder auf Biegung beansprucht werden. Bei dem Stoß eines auf Zug oder Druck beanspruchten Stabes muß der Querschnitt der stoßenden Teile mindestens gleich dem Nutzquerschnitt des gestoßenen Stabes sein; während bei Biegung an der Stoßstelle die nötige Biegefestigkeit vorhanden sein muß, d. h. das Widerstandsmoment des Stoßquerschnitts darf nicht geringer sein als das des gestoßenen Stabes.

Neben der Erfüllung dieser Bedingungen ist darauf zu achten, daß jeder Teil des Querschnitts möglichst durch ein unmittelbar darauf gelegtes entsprechendes Stück zu stoßen ist, um eine direkte Überführung der Kräfte in die stoßenden Teile zu erzielen. Ein solcher Stoß wird direkter Stoß genannt. Bei einer guten Ausbildung eines direkten Stoßes ist die Bedingung des gleichen Querschnitts bzw. des gleichen Widerstandsmomentes von Stab- und Stoßquerschnitt meist schon ohne weiteres erfüllt, doch wird sich eine Kontroll-Berechnung in dieser Hinsicht stets empfehlen.

In den Fällen, in denen sich der direkte Stoß nicht durchführen läßt, muß man zur indirekten Stoßart greifen. Dieser indirekte Stoß kommt hauptsächlich bei größeren zusammengesetzten Querschnitten zur Anwendung. Die einzelnen Teile der Stoßverbindung, die Querschnitte der einzelnen Stoßlaschen, Stoßwinkel usw., sowie die Anzahl

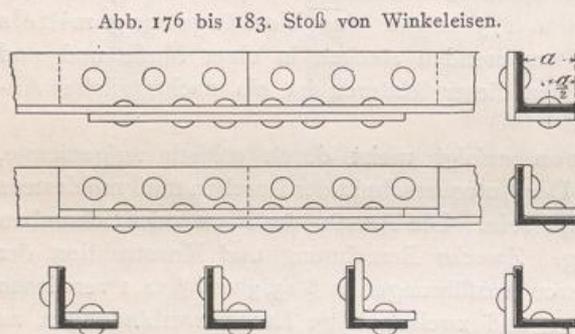
der erforderlichen Niete oder Schrauben sind stets so zu wählen, daß die Stoßstelle in jeder Beziehung mindestens die Festigkeit des betreffenden Stabes hat.

Beim Stoß von Konstruktionsteilen zusammengesetzten Querschnitts unterscheidet man noch den Universal- oder konzentrierten Stoß und den versetzten Stoß. Bei ersterem sind alle Querschnittsteile an derselben Stelle gestoßen, während bei der versetzten Sto art der Stoß der einzelnen Querschnittsteile an verschiedenen Stellen vorgenommen wird. Die konzentrierten St o e sind mit Rücksicht auf die damit verbundene einfachere Montage meist vorzuziehen, da hierdurch bei einer Vernietung des Stoßes auf der Baustelle die dort zu schlagenden Niete¹¹⁾ auf das Minimum beschränkt werden können. Würde man in einem solchen Falle versetzte St o e anwenden, so würden die überstehenden Enden der verschiedenen Stabteile eine wesentlich gr o ere Nietarbeit auf der Baustelle erfordern. Die angebliche höhere Festigkeit der Stäbe mit versetztem Stoß sollte doch nicht überschätzt werden, da wegen der ungleichen Festigkeit an den Stoßstellen eine unsymmetrische Kraftübertragung nicht ausgeschlossen ist und eine solche Wirkung der versetzten St o e, besonders bei Druckstäben (Knickgefahr), nachteilig sein könnte. Bei einem konzentrierten Stoß ist durch die Einheitlichkeit des Stoßquerschnitts eher eine gleichm o ige Kraftübertragung vorhanden; es wäre also hiernach auch mit

Rücksicht auf eine gr o ere Sicherheit der konzentrierte Stoß dem versetzten Stoß vorzuziehen, eine gute Ausbildung des Stoßes selbstverständlich vorausgesetzt.

3. Beispiele für Stoßanordnungen.

Der Stoß von Winkelleisen kann geschehen mittels zweier auf die Schenkel aufgelegter Laschen (Abb. 176, 177, 180 u. 181) oder unter Vorlage eines Winkels mit gleichem Querschnitt (Abb. 178, 179, 182 u. 183). Sehr zweckm o ige



Verwendung können hierbei auch die in § 6, 3 a genannten Vorprofile finden. Es ist darauf zu achten, daß jede Lasche oder jeder Sto winkelschenkel jederseits der Stoßstelle mit der nötigen Nietzahl angeschlossen wird. Diese Nietzahl auf jeder Seite des Stoßes berechnet sich für obige Beispiele mit einschnittiger Vernietung nach folgenden Formeln:

$$\text{Auf Abscherung: } n_1 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot k_s = f \cdot k, \text{ bei } k_s = 0,8 k$$

$$n_1 = \frac{f}{0,8 \cdot d^2 \cdot \pi} = \left(\frac{5f}{d^2 \cdot \pi} \right) \quad (45)$$

$$\text{Auf Lochleibung: } n_2 \cdot d \cdot \delta \cdot k_L = f \cdot k, \text{ bei } k_L = 1,5 k$$

$$n_2 = \frac{f}{1,5 \cdot d \cdot \delta} \quad (46)$$

worin f = dem betreffenden Stoßquerschnitt, d = dem Nietdurchmesser und δ = der schwächsten, in Betracht kommenden Blechstärke ist.

Der gr o te Wert von n_1 und n_2 ist zu nehmen. Bei $k_L = 1,5 \cdot k_s$ (z. B. $k_s = k$ und $k_L = 1,5 k$) braucht nur auf Abscherung oder auf Lochleibung berechnet zu werden, je

¹¹⁾ Die auf der Baustelle geschlagenen Niete stellen sich immer teurer und sind meist weniger gut als die im Werk hergestellten.

nachdem bei einschnittigen Nieten $d < 2\delta$ bzw. $d > 2\delta$ und bei zweischnittigen Nieten $d < \delta$ bzw. $d > \delta$ ist. Die Berechnungsformeln sind dann

auf Abscherung: $n_1 = \frac{f}{d^2 \cdot \pi}$ (bei einschnittigen Nieten) (47)

$$n_1 = \frac{f}{2 \cdot d_2 \cdot \pi} \quad (\text{bei zweischnittigen Nieten}) \quad (48)$$

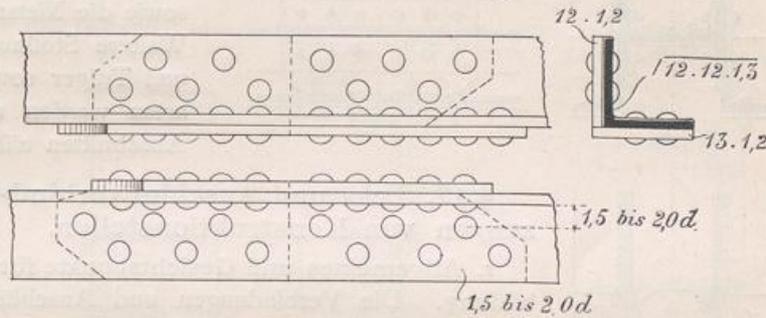
auf Lochleibung: $n_2 = \frac{f}{1,5 \cdot d \cdot \delta}$ (49)

für ein- und mehrschnittige Nieten, wobei δ die nach den Krafrichtungen getrennte dünnere Gesamtblechstärke bedeutet.

Bei Winkelisen mit mehr als 10 bis 12 cm Schenkelbreite wird zweckmäßig eine zweireihige Vernietung der Schenkel vorgenommen (Abb. 184 bis 186). Für dieses

Beispiel sei auch die Berechnung des Stoßes vorgenommen. Es sind zwei Winkel 12 · 12 · 1,3 mit außen aufgelegten Laschen aneinander gestoßen; die eine Lasche ist gewählt 12 · 1,2, die andere 13 · 1,2. Die beiden Laschen haben einen Gesamtquerschnitt von 30 qcm, das

Abb. 184 bis 186. Stoß von Winkelisen mit größerer Schenkelbreite.



Winkelprofil einen solchen von 29,7 qcm; die Nietschwächungen sind für die gestoßenen sowie für die stoßenden Teile nahezu dieselben, so daß auch die Nutzquerschnitte entsprechend übereinstimmen. Die Laschen sind also ausreichend. Die Berechnung der Nietanzahl wird nach dem Querschnitt dieser Laschen vorgenommen. Bei einem Nietdurchmesser von $d = 2,0$ cm und $k_L = 1,5 \cdot k_s$ ist hier, da $d < 2\delta$, die Nietzahl auf Abscherung zu berechnen. Für die kleinere Lasche mit $f = 12 \cdot 1,2 = 14,4$ qcm ist

$$n' = \frac{f}{\frac{d_2 \cdot \pi}{4}} = \frac{14,4}{3,14} = 4,6;$$

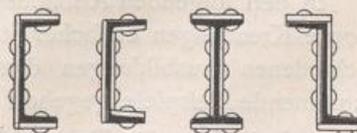
für die größere Lasche mit $f = 13 \cdot 1,2 = 15,6$ qcm ist

$$n'' = \frac{f}{\frac{d_2 \cdot \pi}{4}} = \frac{15,6}{3,14} = 5.$$

In Abb. 184 bis 186 sind für die kleinere Lasche 5, für die größere 6 Nieten gewählt, die in 2 Reihen verschränkt angeordnet sind. Hierbei muß der Abstand der Nieten vom Rande bzw. von der Ausrundung des Winkelisens 1,5 bis $2d$ betragen.

Ganz ähnlich wird der Stoß der anderen Profileisen ausgebildet und berechnet. In den Abb. 187 bis 190 sind einige Stoßanordnungen von Profileisen im Querschnitt dargestellt. Hierbei sind bei den Anordnungen der Abb. 188 bis 190 die

Abb. 187 bis 190. Stoßanordnungen von Profileisen.



Stege der Profile beiderseits gestoßen, was mit Rücksicht auf eine zentrische Kraftübertragung sehr zu empfehlen ist. Ferner hat diese beiderseitige Deckung des Stoßes den Vorteil, den Eintritt von Wasser und Feuchtigkeit in die Stoßfuge zu verhindern oder wenigstens zu erschweren.

Abb. 191 bis 193. Stoßanordnungen zusammengesetzter Querschnitte.

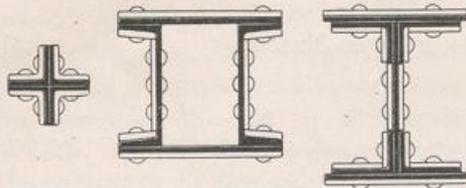
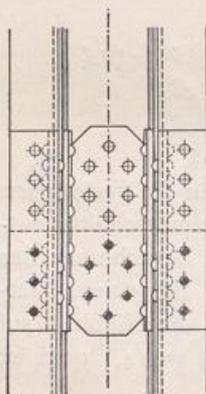
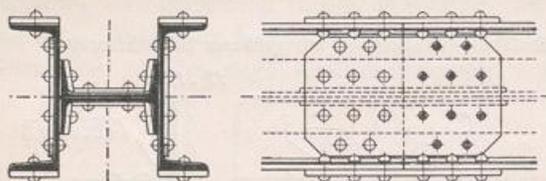


Abb. 194 bis 196. Stoß einer aus vier C-Eisen zusammengesetzten Stütze.



§ 17. Eck- und Anschlußverbindungen sowie Kreuzungen von Konstruktionsteilen.

1. Allgemeines und Gesichtspunkte für die konstruktive Ausbildung. Die Verbindungen und Anschlu e von Stäben sollen möglichst auf einfache Art erfolgen unter Verwendung von Laschen, Befestigungswinkeln, Knotenblechen usw. Als Verbindungsmittel kommen meist Niete zur Verwendung, die tunlichst nur auf Abscherung und Lochleibungsdruck zur Wirkung kommen sollen; auf Zug beanspruchte Niete geben meist schlechte Stellen der Verbindung ab und sind deshalb, wenn möglich, zu vermeiden. In solchen Fällen sollte man besser Schraubenverbindungen den Vorzug geben. Hat die Anschlußverbindung Kräfte von dem einen Konstruktionsteil in den andern zu übertragen, so ist eine zur Krafrichtung symmetrische Ausbildung des Anschlusses anzustreben; doch lässt sich dies in allen Fällen nicht immer erreichen.

Beim Kreuzen zweier, in einer Ebene liegenden Stäbe lässt man an der Kreuzungsstelle den einen dieser Stäbe durchgehen, während man den anderen nach den früher angegebenen Methoden seinem Zweck und seinem Querschnitt entsprechend st o t. Oft kommen bei den Kreuzungen auch Knotenbleche zur Verwendung. Sollen die sich kreuzenden Stäbe unabhängig voneinander sich bewegen können, so ist natürlich eine feste Verbindung der beiden Stäbe an der Kreuzungsstelle ausgeschlossen und die Konstruktion entsprechend auszubilden.

In den folgenden Abbildungen seien einige Beispiele von Eck- und Endverbindungen sowie Kreuzungen einfacher Stäbe gegeben; wegen der allzugroßen Möglichkeit der verschiedenen Ausbildungen dieser Konstruktionen können hier nur einige öfters vorkommende Beispiele gegeben werden.

2. Beispiele für Eckverbindungen. In den folgenden Abbildungen sind Eckverbindungen dargestellt, deren Konstruktionen durch die Figuren sich selbst erklären.

2. Beispiele für Eckverbindungen. In den folgenden Abbildungen sind Eckverbindungen dargestellt, deren Konstruktionen durch die Figuren sich selbst erklären.

Abb. 197 stellt die Verbindung zweier hochkantig stehender, die Abb. 198 u. 199 diejenigen zweier in einer Ebene liegender Flacheisen dar. In Abb. 198 ist das eine Flacheisen über das andere gekröpft, während in Abb. 199 die beiden Flacheisen auf Gehrung

Abb. 197. Eckverbindung zweier hochkantig stehender Flacheisen. M. 1 : 20.



Abb. 198 u. 199. Eckverbindungen zweier in einer Ebene liegender Flacheisen. M. 1 : 20.

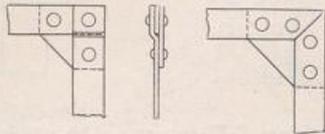
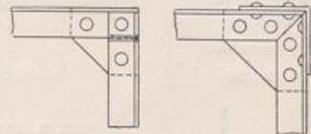


Abb. 200 u. 201. Eckverbindungen zweier Winkeleisen. M. 1 : 20.



zugeschnitten sind. Bei diesen beiden letzten Anordnungen sind, wie bei allen folgenden Eckverbindungen, Knotenbleche (Eckbleche) zur Verwendung gekommen. Die Abb. 200 u. 201 veranschaulichen die entsprechenden Verbindungen zweier Winkel-

Abb. 202 bis 206. Eckverbindungen zweier C-Eisen. M. 1 : 20.

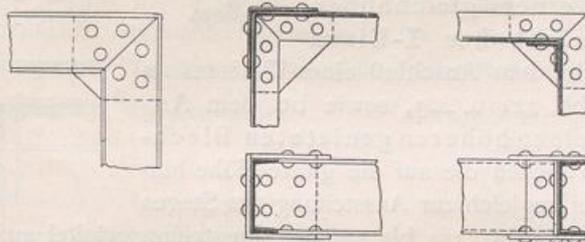
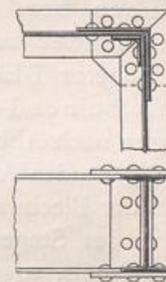


Abb. 207 u. 208. Eckverbindung zweier I-Eisen. M. 1 : 20.



eisen, während die Abb. 202 bis 206 Eckverbindungen von C-Eisen und Abb. 207 u. 208 diejenigen zweier I-Eisen angeben.

3. Beispiele für End- oder Anschlußverbindungen. Auch hier ist den Abbildungen wenig beizufügen. Abb. 209 bis 211 zeigen den Anschluß zweier Flacheisen, die ersteren hochkantig stehend, die letzteren in einer Ebene liegend.

Abb. 209 bis 211. Anschluß zweier Flacheisen. M. 1 : 20.

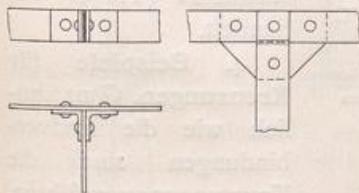


Abb. 212 u. 213. Anschluß zweier Winkeleisen. M. 1 : 20.

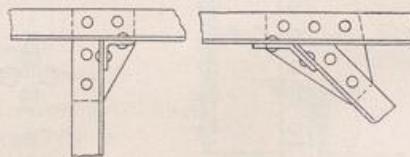


Abb. 214 u. 215. Anschluß zweier L-Eisen. M. 1 : 20.

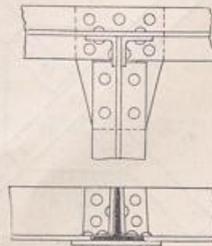


Abb. 212 stellt einen rechtwinkligen, Abb. 213 einen schiefen Anschluß zweier Winkeleisen dar. Der Anschluß zweier L-Eisen nach Abb. 214 u. 215 wurde mit Hilfe eines unter die beiden Horizontalfanschen genietetes Knotenbleches erreicht, wobei die Flanschen des angeschlossenen Profils entsprechend abgeschnitten werden mußten, um die Stege mit Winkeleisen verbinden zu können. Die Verbindung der beiden

Sprosseneisen nach Abb. 216 u. 217 wurde ermöglicht durch Anfeilen zweier Stifte an den Steg des einen Profils, die wie versenkte oder halbversenkte Niete durch Zusammenstauchen in entsprechenden Löchern des anderen Profils befestigt wurden. Die Horizontalflansche der beiden Profile sind auf Gehrung zugeschnitten.

Abb. 216 u.
217.
Verbindung
zweier
Sprosseneisen.
M. 1 : 20.

Abb. 218 u. 219. Verbindung eines I-
Eisens mit einem C-Eisen. M. 1 : 20.

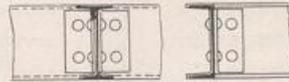


Abb. 220 u. 221. Verbindung zweier
I-Eisen. M. 1 : 20.

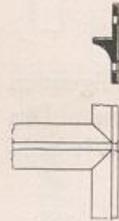
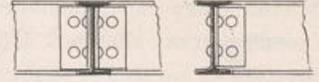


Abb. 222 u. 223. Anschluß eines C-Eisens an
ein höheres I-Eisen. M. 1 : 20.

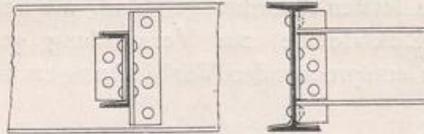
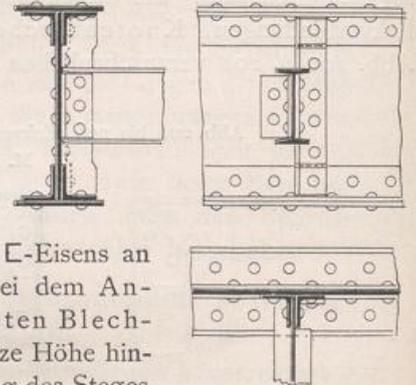


Abb. 224 bis 226. Anschluß eines I-Eisens
an einen Blechträger. M. 1 : 20.



Aus den Abb. 218 bis 221 sind die Verbindungen eines I-Eisens mit einem gleichhohen C-Eisen bzw. zweier gleichhoher I-Eisen miteinander zu ersehen. Bei dem Anschluß eines C-Eisens an ein höheres I-Eisen nach Abb. 222 u. 223, sowie bei dem Anschluß eines I-Profils an einen höheren genieteten Blechträger nach Abb. 224 bis 226 dienen die auf die ganze Höhe hindurchgehenden Anschlußwinkel zugleich zur Aussteifung des Steges bzw. der Blechwand. Damit bei Abb. 224 bis 226 der Aussteifungswinkel auf die ganze Höhe des Steges durchgehen kann, ist ein Abschneiden der betreffenden Flanschen des I-Profils, sowie ein Überkröpfen über die Gurtungswinkel erforderlich; die Kröpfungen hätten auch durch Unterlegung eines Futterbleches von der Stärke der Gurtungswinkel vermieden werden können. Um bei Übertragung größerer Kräfte noch eine bessere Aussteifung zu erzielen, bringt man oft auch auf der Außenseite des Blechträgers noch

Abb. 227 bis 230.
Kreuzungen von in einer Ebene liegender
Flacheisen.

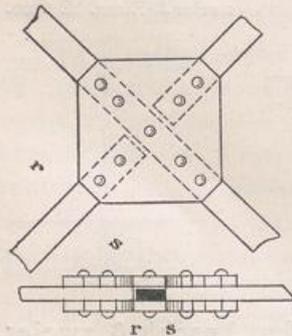
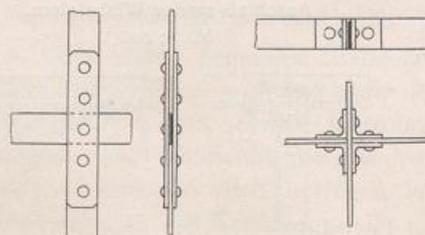


Abb. 231.
Hochkantig sich kreuzende
Flacheisen.



Kreuzungen von in einer Ebene liegender Flacheisen siehe Abb. 227 bis 230, diejenigen zweier hochkantig sich kreuzender Flacheisen Abb. 231.

einen oder zwei Versteifungswinkel an. Weitere Anschlüsse dieser Art werden noch in Abschnitt IV (Träger) behandelt.

4. Beispiele für Kreuzungen. Ganz ähnlich wie die Endverbindungen sind die Kreuzungen auszuführen.

Die Abb. 232 bis 236 stellen die Kreuzungen von Winkleisen dar. Bei der ersten dieser drei Anordnungen liegen die Flanschen der Winkel nach entgegengesetzten Seiten und können die Winkel deshalb direkt aneinander vorbeigeführt werden. Soll eine Bewegung dieser Winkleisen gegeneinander möglich sein, so bleibt das Niet weg.

Dies gilt auch für Abb. 229. Die Kreuzungen der Winkeleisen nach Abb. 235 und 236 sind durch Knotenbleche erzielt. Bei der letzten dieser Anordnungen ist eine besondere

Abb. 232 bis 236. Kreuzungen von Winkeleisen.

Abb. 232 u. 233.

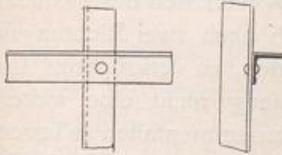


Abb. 234.

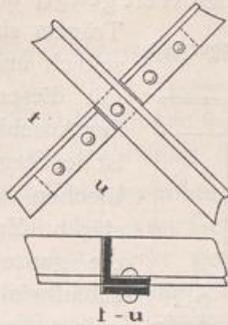
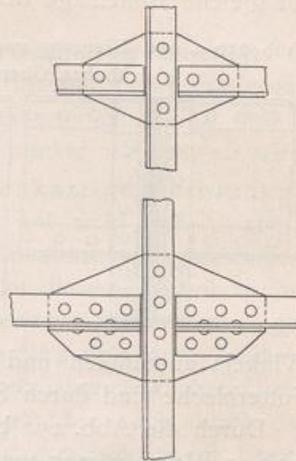


Abb. 235 u. 236.



Entlastung der abstehenden Flansche der gestoßenen Winkel vorgenommen, was namentlich bei größeren Winkeln mit größerer Kraftübertragung zu empfehlen ist.

Die Abb. 237 bis 239 zeigen analoge Kreuzungen von L-Eisen bzw. von C-Eisen. Abb. 240 bis 242 zeigen die Kreuzung zweier gleich hoher C-Eisen, Abb. 243 bis 245 diejenige zweier gleich hoher I-Eisen. In beiden Fällen sind die Flansche der angeschlossenen Profile abzuschneiden; bei Abb. 243 bis 245 sind die abgeschnittenen Flansche durch oben und unten aufgelegte Platten (Kontinuitäts-

Abb. 237 u. 238. Kreuzung zweier L-Eisen.

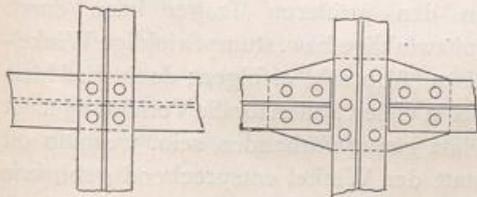


Abb. 239. Kreuzung zweier C-Eisen.

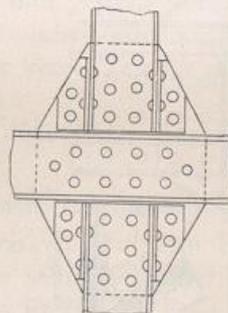


Abb. 240 bis 242. Kreuzung zweier gleich hoher C-Eisen.

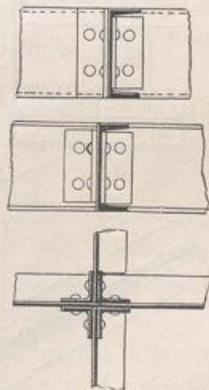


Abb. 243 bis 245. Kreuzung zweier gleich hoher I-Eisen.

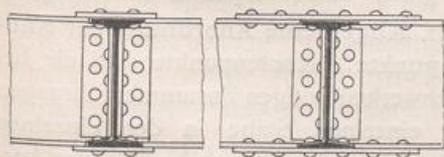


Abb. 248 u. 249. Kreuzung von I-Trägern mit höheren Trägern.

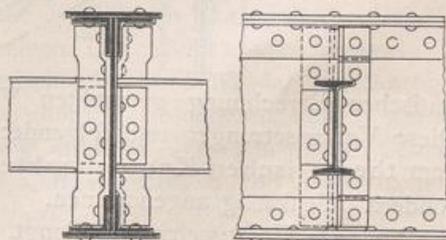
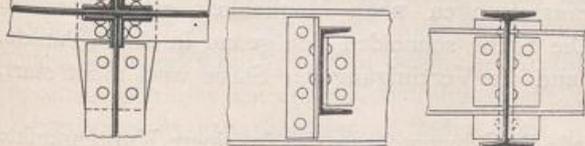


Abb. 246 u. 247. Kreuzung von C-Eisen mit höheren Trägern.

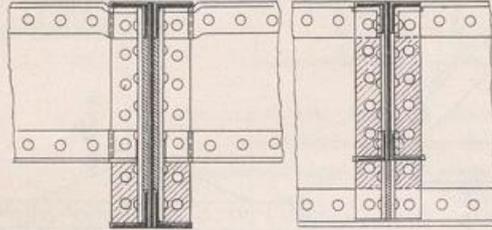


platten) besonders gestoßen. Abb. 246 bis 249 stellen Kreuzungen von C- bzw. I-Eisen mit höheren Trägern dar; die jeweils auf die ganze Höhe durchgehenden Anschlußwinkel dienen zur Aussteifung des Steges bzw. der Blechwand der höheren Träger. In Abb. 248

u. 249 sind diese Versteifungswinkel gegeneinander versetzt und die betreffenden Profilflanschen entsprechend abgeschnitten; oben und unten sind die Versteifungswinkel über die Gurtungswinkel verkr pft.

Bei der durch Abb. 250 u. 251 dargestellten Kreuzung zweier Blechträger ist auf gleiche Höhenlage der Oberkanten Wert gelegt; die oberen Winkelleisen des kleineren

Abb. 250 u. 251. Kreuzung zweier Blechträger mit gleichhohen Oberkanten.

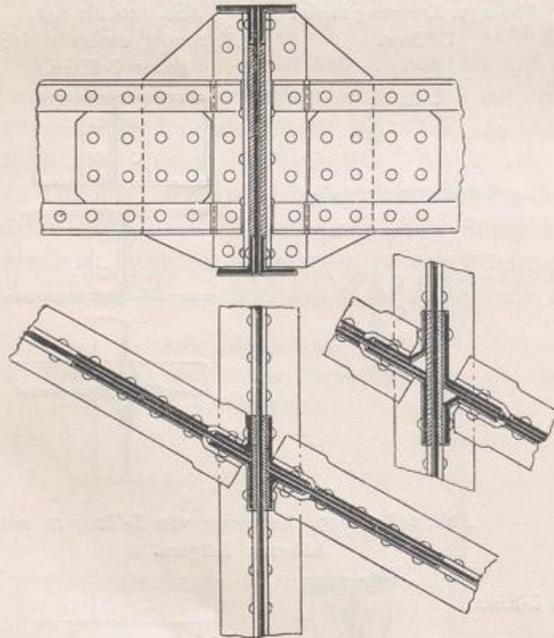


Trägers sind deshalb nach zwei Richtungen, seitlich und nach unten, zu verkr pfen. Um mit dieser Verkr pfung nicht eine weitere der Anschlußwinkel zusammenfallen zu lassen, ist der Steg des höheren Trägers mittels Futterblechen auf die Dicke der Winkelleisenverst rkt. Zwischen dem unteren Teil der auf die ganze Trägerhöhe durchgehenden Anschlußwinkel sind ebenfalls Futterst cke eingelegt, um den Hohlraum zwischen den

Winkeln auszufüllen und eine Vernietung dieser Schenkel vornehmen zu können. Die Futterbleche sind durch Schraffurierung in den Abbildungen besonders gekennzeichnet.

Durch die Abb. 252 bis 254 wird eine schiefe Kreuzung zweier verschieden hoher Blechträger veranschaulicht. Die kleineren Träger sind zunächst an größere

Abb. 252 bis 254. Schiefe Kreuzung zweier verschieden hoher Blechträger.



Anschlu bleche angeschlossen, wobei der Stoß der Stege an diese Anschlu bleche jeweils durch beiderseits aufgelegte Laschen vermittelt wird. Der Anschluß an den größeren Träger kann durch spitzwinklige bzw. stumpfwinklige Winkelleisen (Abb. 253) erfolgen; doch wird hierbei in vielen Fällen für die Vernietung nicht Platz genug vorhanden sein, weshalb oft statt der Winkel entsprechend gebogene Bleche verwendet werden (Abb. 254). Weitere Kreuzungen und deren Berechnung siehe im Abschnitt IV (Träger).

  18. Knotenpunktsbildung.

1. Allgemeine Anordnung der Knotenpunkte. Knotenpunkte sind die bei Fachwerken nötigen Zusammenführungen der einzelnen Stäbe in den einzelnen Eckpunkten der Fachwerke. Bei der Ausbildung dieser Knotenpunkte ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die bei der

statischen Berechnung gemachten Voraussetzungen nach Möglichkeit erfüllt werden. Diese Voraussetzungen sind folgende: Die Stäbe schneiden sich genau in einem Punkte, dem theoretischen Knotenpunkte, und die Vereinigung der Stäbe wird nicht starr, sondern gelenkartig angenommen.

Die erste Voraussetzung verlangt, daß die Schwerachsen der in einem Knotenpunkte zusammenkommenden Stäbe sich genau in dem theoretischen Knotenpunkte schneiden und daß die Anschlüsse der einzelnen Stäbe symmetrisch zu diesen Schwerachsen ausgebildet werden. Ist diese Forderung nicht erfüllt, so treten neben den durch die

Berechnung ermittelten Zug- oder Druckspannungen noch Biegungsspannungen in den betreffenden exzentrisch angeschlossenen Stäben auf. Ferner sind die Anschlüsse der einzelnen Stäbe so zu konstruieren, daß die größten Stabkräfte sicher in den Knotenpunkt überführt werden können. Es muß deshalb für die Anschlüsse in jeder Beziehung mindestens die gleiche Festigkeit vorhanden sein, wie für die betreffenden Stäbe selbst.

Was die zweite Forderung des gelenkartigen, drehbaren Anschlusses anbetrifft, so ist hierzu zu bemerken, daß eine tatsächliche, einwandfreie Erfüllung dieser Forderung nicht leicht und nur bei kleineren Konstruktionen einigermaßen möglich ist, so daß in Deutschland fast durchweg eine starre Ausbildung der Knotenpunkte vorgezogen wird.

2. Gelenkartige Ausbildung der Knotenpunkte. Die gelenkartige Verbindung für Stäbe zu einem Knotenpunkt mit Hilfe von Gelenkbolzen hat wohl den Vorteil, daß sie der bei der Berechnung der Fachwerke gemachten Annahme von gelenkigen, reibungslosen Knotenpunkten am nächsten kommt; doch ist zu diesem Vorteil zu bemerken, daß er tatsächlich nur bei kleineren Fachwerken mit geringen Stabkräften in gewissem Maße auch vorhanden ist. Durch die mit der Größe der Kräfte zunehmende Reibung in den Gelenkbolzen-Verbindungen wird nämlich die Möglichkeit einer wirklichen Drehbarkeit mit dem Zunehmen der Stabkräfte immer mehr beschränkt. Auch durch das Verrosten der Gelenke wird die Drehung der einzelnen Teile gegeneinander oft beeinträchtigt, so daß man den Vorteil der Drehbarkeit der Gelenkknotenpunkte nicht so hoch anrechnen darf, ja sogar meist in Frage stellen muß.

Dagegen ist als tatsächlich vorhandener Vorteil der gelenkartigen Knotenpunkte die rasche Aufstellung (»Montage«) zu erwähnen; denn alle einzelnen Teile der Konstruktion können im Werk fertig hergestellt und geprüft werden, so daß auf der Baustelle nur die Zusammenfügung der Gelenkbolzen-Verbindung übrig bleibt. Für eine schnell auszuführende Montage bzw. bei sehr kurzer Zeit für die Aufstellung kann dieser letzte Vorteil an Bedeutung gewinnen.

Doch sind dem gegenüber wesentliche Nachteile der Gelenkbolzen-Verbindungen anzuführen:

1. Die seitliche Steifigkeit der Knotenpunkte ist eine sehr geringe.
2. Die ganze Sicherheit der Konstruktion ist für jeden Knotenpunkt von einem Konstruktionsteil abhängig, von dem Bolzen selbst oder der augenartigen Ausbildung der Stäbe. Wird an irgend einer Stelle des Fachwerks einer dieser Konstruktionsteile schadhaf, so steht der Einsturz der betreffenden Konstruktion unmittelbar bevor.
3. Die Bearbeitung der einzelnen Stabenden und der Bolzen muß genau übereinstimmen; eine solche genaue Arbeit ist jedoch schwierig und kostspielig und erfordert besondere eigens dazu geschaffene maschinelle Einrichtungen. Arbeitsfehler wirken sehr ungünstig.
4. Schließlich ist bei wechselnder Belastung mit der Zeit ein Lockerwerden der Gelenkbolzen-Verbindung durch Abarbeiten der einzelnen Teile nicht ausgeschlossen.

Diese wesentlichen Nachteile lassen eine allgemeine Verwendung der gelenkartigen Knotenpunkte in Deutschland nicht aufkommen; nur in besonderen Fällen werden ganze Fachwerkskonstruktionen gelenkige Ausbildung erfahren. Dagegen werden Gelenkbolzen-Anschlüsse einzelner Konstruktionsteile wie z. B. Zugstangen von Bogendächern, Verankerungen usw. häufiger zu finden sein.

Die Berechnung der Gelenkbolzen-Anschlüsse schließt sich eng an diejenige der Gelenkbolzen § 14, 1, e an, weshalb an dieser Stelle hierauf nicht mehr näher eingegangen werden soll. Abb. 255 u. 256 stellt einen gelenkartigen Knotenpunkt der

Bahnhofshalle: »Zoologischer Garten« in Berlin dar. Weitere Anordnungen siehe in Abschnitt V (Dachkonstruktionen).

Abb. 255 u. 256. Gelenkartiger Knotenpunkt.

Abb. 255. Ansicht.

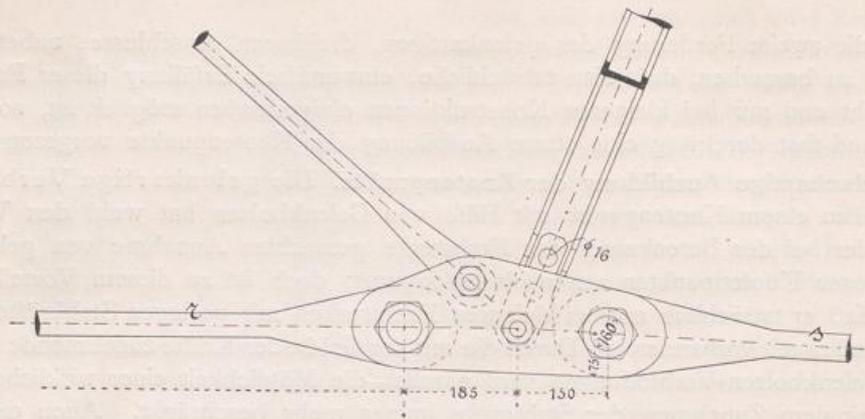
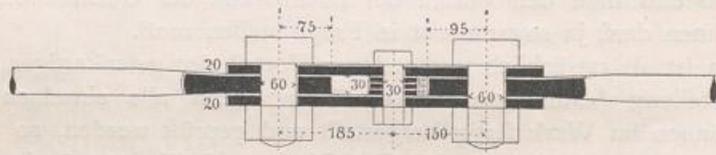


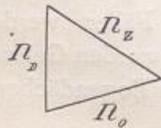
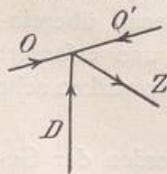
Abb. 256. Schnitt r s.



3. Vernietete Knotenpunkte. Bei der Konstruktion der vernieteten Knotenpunkte, also solcher Knotenpunkte, bei denen jeder Stab durch Niete angeschlossen ist, sind folgende Regeln zu beachten:

1. Mit Rücksicht auf eine reine Übertragung der Zug- und Druckkräfte der Stäbe ohne Biegungsspannungen, d. h. eine zentrische Kraftwirkung, müssen sich die Stabachsen der einzelnen Stäbe in einem Punkte, dem theoretischen Knotenpunkte, genau schneiden.

Abb. 257 u. 258.
Knotenpunktsbildung,
Anschluß von
Zwischenst ben.



2. Die Anzahl der Anschlußniete eines jeden Stabes ist so zu bemessen, daß die Festigkeit des Anschlusses (Zahl und Anordnung der Niete, Blechstärke usw.) mindestens gleich der Nutzfestigkeit des betreffenden Stabes ist. Zwecks Berechnung der einzelnen Nietanschlüsse in dieser Hinsicht wird auf § 13, 3, e verwiesen.

Sind mehrere Stäbe mit einem über den Knotenpunkt durchlaufenden Stab, z. B. bei einem Fachwerk mehrere Zwischenst be mit einem durchgehenden Gurtstab (Abb. 257) zu verbinden, so ist jeder Zwischenstab mit der seiner gr o ten Stabkraft entsprechenden Nietzahl an das Knotenblech anzuschließen und dieses selbst durch die resultierende Nietzahl aus diesen Einzelanschl ssen der Zwischenst be mit dem durchlaufenden Gurtstab zu verbinden. Diese resultierende Nietzahl kann bestimmt werden durch graphische Zusammensetzung

der Nietanzahlen für die Zwischenst be, wobei diese Nietzahlen ma stablich in der Richtung der Stäbe anzutragen sind (Abb. 258). Die Anzahl n_o für den Anschluß des Knotenblechs entspricht der Differenz der Stabkräfte O und O' , wenn diese in eine

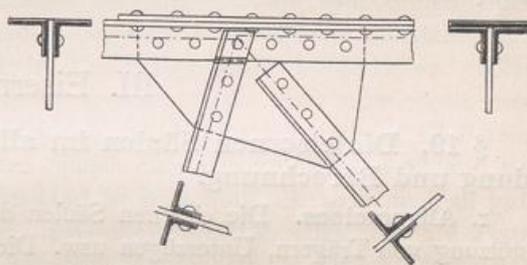
Richtung fallen. Liegt in dem Knotenpunkt ein Stoß des Gurtstabs, so kommen zu den Anschlußnieten noch die entsprechenden Stoßniete hinzu.

3. Jeder Querschnittsteil (Steg, Flansch usw.) muß für sich mit der seinem Querschnitt entsprechenden Nietanzahl angeschlossen werden; die Gesamtzahl der Anschlußniete ist also demgemäß auf die einzelnen Querschnittsteile zu verteilen. Ferner sind viele Niete in einer Reihe hintereinander zu vermeiden; der Anschluß eines größeren Winkleisens oder Γ -Eisens wird daher zweckmäßig ähnlich wie in den Abb. 236 u. 239 vorgenommen, indem die abstehenden Flanschen besonders entlastet werden.

4. Der Anschluß eines Stabes mit einem Niet ist unzulässig, selbst wenn die Rechnung auch nicht mehr ergibt; man wird mindestens immer ein weiteres Niet zugeben. Nur bei ganz untergeordneten Konstruktionsteilen, die keine besonderen Kräfte zu übertragen haben und bei denen eine weitere Befestigung nicht gut möglich und nicht nötig ist, mag ein Niet genügen wie z. B. bei einigen der im § 16 gegebenen Eck- und Anschlußverbindungen.

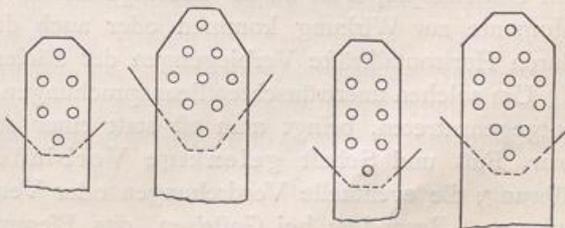
5. Wenn sich in einem Knotenpunkt die Stärke eines über diesen Knotenpunkt weitergehenden Stabes ändert, wie dies bei Gurtstäben von Fachwerken oft der Fall ist (z. B. bei Verstärkung eines Stabes durch Zulegen einer Deckplatte), so muß die im Knotenpunkt beginnende Deckplatte über den theoretischen Knotenpunkt so weit hinausgehen, daß sie schon vor dem Knotenpunkt mit ihrem Nutzquerschnitt angeschlossen ist und so bei Beginn des verstärkten Stabes, also vom theoretischen Knotenpunkt ab, schon mit ihrem vollen Querschnitt wirken kann. Die Schwerpunkte der beiden Gurtstäbe stimmen hierbei nicht mehr überein, und als theoretischer Knotenpunkt, nach welchem die Zwischenstäbe zu führen sind, wird in einem solchen Falle gewöhnlich die Mitte zwischen den beiden versetzten Achsen der Gurtstäbe angenommen. Abb. 259 zeigt eine solche Anordnung.

Abb. 259. Knotenpunkt bei Änderung der Stärke eines durchgehenden Gurtstabes.



6. Bei dem Anschluß von Flacheisen, Blechen oder Stegen von Profileisen setzt man zweckmäßig die Niete so, daß ein möglichst geringer Querschnittsteil für Nietenschwächung abzurechnen ist. Wenn z. B. in der ersten Reihe nur ein Niet und in der zweiten zwei Niete sitzen, dann ist in der zweiten Nietreihe auch nur eine Querschnittsschwächung für ein Niet zu berücksichtigen, da durch das Niet in der ersten Reihe schon eine Nietkraft abgeführt, die Stabkraft in der zweiten Nietreihe also um eine Nietkraft geringer ist. Die dritte Reihe kann dann bis zu vier Niete erhalten, um auch in dieser Reihe nur eine Nietenschwächung für ein Niet zu haben. Solche in dieser Hinsicht zweckmäßige Nietanschlüsse sind in den Abb. 260 bis 263 dargestellt.

Abb. 260 bis 263. Zweckmäßige Nietanschlüsse.



7. Der Anschluß von Flacheisen an Knotenbleche soll möglichst mittels zweischnittiger Nietverbindungen mit zentrischer Kraftübertragung vorgenommen werden. Hat man ein Flacheisen an ein Knotenblech anzuschließen, so wähle man deshalb eine zweischnittige Verlaschung (Abb. 264). Zweischnittige Anschlüsse lassen sich auch erzielen,

indem man ein Flacheisen an ein doppeltes Knotenblech (Abb. 265) oder ein zweiteiliges Flacheisen an ein einfaches Knotenblech (Abb. 266) anschließt. Bei zweiteiligem Flacheisen und doppeltem Knotenblech könnte man nach

Abb. 264 bis 267. Anschluß von Flacheisen an Knotenbleche.

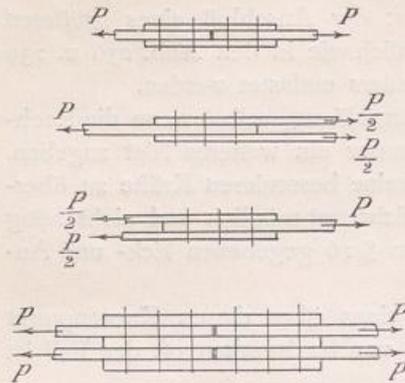


Abb. 267 drei Laschen zum Anschluß verwenden.

8. Bei den Anschlüssen von Profileisen oder Stäben zusammengesetzten Querschnitts sind mit Rücksicht auf eine geringe Nietschwächung die Niete in den Stegen und Flanschen gegeneinander zu versetzen, so daß in einem Querschnitt möglichst wenig Niete zusammenfallen. Dieser Grundsatz ist auch bei der Bildung der Stöße (§ 16) sowie bei den Anschlüssen und Kreuzungen (§ 17) nach Möglichkeit eingehalten worden; es sei auf die betreffenden Abbildungen verwiesen.

Weitere Anordnungen von Knotenpunkten werden im Abschnitt der Dachkonstruktionen besprochen. Betreffs der Wahl der Nietdurchmesser und Nietabstnde, sowie der Berechnung der Nietanzahl wird auf § 13, 3 verwiesen; einzelne Beispiele sind bei den Dachkonstruktionen zu finden.

III. Eiserne Säulen.

§ 19. Die eisernen Säulen im allgemeinen, deren Material, Verwendung und Berechnung.

1. **Allgemeines.** Die eisernen Säulen dienen im Hochbau hauptsächlich zur Unterstützung von Trägern, Unterzügen usw. Die Hauptbestandteile der Säulen sind Säulenkopf, Fuß und Schaft. Die Belastung der Säulen soll möglichst zentrisch erfolgen, damit möglichst gleichmäßige Druckspannungen auftreten. Wirken die Lasten exzentrisch, d. h. außerhalb der Sulennachse, so treten neben den Druckbeanspruchungen noch Biegungsspannungen auf. Zu der durch die Belastungsart bedingten Berechnung der Säule auf Druck bzw. Druck und Biegung ist noch der Nachweis für die erforderliche Knicksicherheit zu liefern. Exzentrische Beanspruchungen des Säulenschaftes, d. h. Druck- und Biegungsspannungen werden besonders dann vorhanden sein, wenn am Sulenkopfe, z. B. durch einseitige Belastung durchgehender Träger, Einspannungsmomente zur Wirkung kommen oder auch durch Längsausdehnung der Träger bzw. durch Horizontalkräfte Verbiegungen der Sulenschafte auftreten.

Um solchen unerwünschten Beanspruchungen des Säulenschaftes bei lotrechter Belastung entgegenzutreten, bringt man oft statt einer starren Verbindung von Kopf und Schaft bzw. Fuß und Schaft gelenkige Verbindungen dieser einzelnen Teile zur Ausführung, die eventuelle Verdrehungen oder Verschiebungen des Kopfes gegen den Fuß zulassen. Besonders bei Gußeisen, das Biegungsspannungen nur schlecht widerstehen kann, ist eine solche Anordnung sehr zu empfehlen. Solche Säulen mit Kopf- und Fußgelenke werden Pendelsäulen genannt.

2. **Material und Verwendung der Säulen.** Die Säulen können entweder aus Gußeisen oder Schmiedeeisen hergestellt werden. Das Gußeisen ist für zentrisch belastete recht gut geeignet; es kann deshalb ohne Bedenken zu Säulen Verwendung finden, bei denen durch die Art der Belastung oder durch gelenkige Kopf- und Fußausbildungen exzentrische Kraftwirkungen und ferner größere Stoßwirkungen ausgeschlossen sind. Guß-

eisen hat gegenüber dem Schmiedeeisen wohl den Vorteil einer leichten Formgebung, d. h. es gestattet eine leichte gefällige, architektonische Ausbildung. Es finden deshalb gußeiserne Säulen in der Regel immer da Verwendung, wo eine ruhige Last durch eine gefällige, architektonisch ausgebildete Säule getragen werden soll, wie z. B. bei größeren, öffentlichen Bauten, Kaufläden, Treppenanlagen, Balkonen usw. In bezug auf die Eigenschaften des Gußeisens und die Herstellung des Gusses wird auf § 2 verwiesen.

In denjenigen Fällen, wo es sich hauptsächlich um konstruktive Ausbildung der Säulen handelt, wo ein gefälliges Aussehen in den Hintergrund tritt und ganz besonders da, wo stoßende oder exzentrische wirkende Lasten bzw. neben lotrechten noch horizontale Kräfte aufgenommen werden müssen, sind stets schmiedeeiserne Säulen zu verwenden, wie z. B. bei Fabriksgebäuden, Lagerhäusern, Speichern usw. Auch da, wo eine Ummantelung oder Verkleidung der Säule wegen Feuersgefahr nötig wird, ist Schmiedeeisen dem Gußeisen fast immer vorzuziehen. Wenn aus technischen Gründen eine schmiedeeiserne Säule unbedingt nötig ist, jedoch auch auf ein gutes Aussehen und Säulenschmuck Wert gelegt wird, kann durch entsprechende Verkleidung oder aufgelegte Verzierungen auch eine schöne Form erzielt werden.

Die schmiedeeisernen Säulen haben gegenüber den gußeisernen den Vorteil, daß eine Verbindung der Säulenköpfe mit den zu stützenden Trägern meist leichter und organischer ausführbar ist; ferner ist, ganz abgesehen von den fast durchweg geringeren Kosten, das Material der schmiedeeisernen Säulen bei guter Auswahl vollkommen fehlerfrei, während bei Gußeisen durch ungleichmäßige Gußstärken, fehlerhafte Gußstellen usw. nicht immer mit Sicherheit auf ein einwandfreies Material gerechnet werden kann. Allerdings ist die Beschaffung einer gußeisernen Säule einfacher als die einer schmiedeeisernen, da für die erstere in der Regel nur Bestellungen nach Musterbüchern von Gießereien nötig sind, während für die schmiedeeisernen Säulen eine konstruktive Ausbildung von Fall zu Fall meist unerläßlich ist. Dieser Umstand ist manchmal die Ursache, daß gußeiserne Säulen auch da Verwendung finden, wo eine schmiedeeiserne eher am Platze gewesen wäre. Es sollte stets durch eine eingehende sachgemäße Prüfung festgestellt werden, welches Säulenmaterial für die jeweils vorliegenden Fälle am zweckdienlichsten ist. Bezüglich des Verhaltens des Säulenmaterials bei Bränden und des Feuerschutzes von Säulen sei auf § 5 verwiesen.

3. Berechnung der Säulen. Die Berechnung der Säulen richtet sich nach deren Belastungsart. Bei zentrischer Belastung, d. h. wenn die Last in der Achse der lotrechtstehenden Säule wirkt, findet eine gleichmäßige Druckübertragung in den verschiedenen Säulenquerschnitten statt. Außer der Berechnung auf diese Druckbeanspruchung nach § 10, 1 ist für den Säulenschaft noch die erforderliche Knicksicherheit nachzuweisen. Die Berechnung auf Knickung erfolgt am zweckmäßigsten nach der EULERSchen Formel, wobei je nach der Lagerung und oberen Endbefestigung der Säule die verschiedenen Knickfälle zu unterscheiden sind (s. § 10, 1). Ist z. B. die Säule unten eingespannt und oben frei, so daß die Standfähigkeit allein von der unteren Einspannung abhängt, so ist in die Knickformel $J_{\min} \geq \frac{s \cdot l^2 \cdot P}{C \cdot E}$ (Gleichung 5, S. 308) die Endbefestigungskonstante

$C = \frac{\pi^2}{4} = 2,5$ einzusetzen. Bei Pendelstützen, bei denen oben und unten eine gelenkige Endverbindung vorhanden ist (Knickfall 2), ist $C = \pi^2 = 10$, bei Einspannung unten und Gelenkanordnung oben (Knickfall 3) $C = 2 \cdot \pi^2 = 20$ und bei Einspannung oben und unten (Knickfall 4) $C = 4 \cdot \pi^2 = 40$ anzunehmen.

Unter Einführung 8 facher Sicherheit für Gußeisen und 5 facher Sicherheit für Schmiedeeisen ergeben sich für den Knickfall 2 (Pendelstützen) folgende Formeln:

für Gußeisen: $J_{\min} = 8 \cdot P \cdot l^2$ (Gleichung 7, S. 309),

› Schmiedeeisen: $J_{\min} = 2,5 \cdot P \cdot l^2$ (Gleichung 6, S. 309);

hierin ist die Last P in t und die freie Knicklänge l in m einzusetzen. In gleicher Weise ergeben sich für die anderen Knickfälle die folgenden Bedingungen für die jeweils erforderliche Knicksicherheit:

Knickfall 1 (Säule unten eingespannt und oben frei)

für Gußeisen: $J_{\min} = 4 \cdot 8 \cdot P \cdot l^2 = 32 \cdot P \cdot l^2$,

› Schmiedeeisen: $J_{\min} = 4 \cdot 2,5 \cdot P \cdot l^2 = 10 \cdot P \cdot l^2$.

Knickfall 3 (Säule an einem Ende eingespannt, am andern gelenkig)

für Gußeisen: $J_{\min} = \frac{8}{2} \cdot P \cdot l^2 = 4 \cdot P \cdot l^2$,

› Schmiedeeisen: $J_{\min} = \frac{2,5}{2} \cdot P \cdot l^2 = 1,25 \cdot P \cdot l^2$.

Knickfall 4 (Säule oben und unten eingespannt)

für Gußeisen: $J_{\min} = \frac{8}{4} \cdot P \cdot l^2 = 2 \cdot P \cdot l^2$,

› Schmiedeeisen: $J_{\min} = \frac{2,5}{4} \cdot P \cdot l^2 = 0,625 \cdot P \cdot l^2$.

Die wesentlichste Rolle spielen die Fälle 1 und 2. Nach Fall 2 wird zugunsten der Sicherheit sehr oft auch dann gerechnet, wenn an einem Ende oder an beiden Enden Einspannung vorhanden ist. Auf jeden Fall ist es empfehlenswert mit den Formeln für Fall 4 nicht zu rechnen, da die volle Wirkung der oberen Einspannung nicht immer gewährleistet ist und auf eine genau zentrische Belastung nicht sicher gerechnet werden kann.

Bei einseitiger (exzentrischer) Belastung der Säulen sind die einzelnen Säulenquerschnitte auf Druck und Biegung zu dimensionieren. Die hierzu nötigen Gleichungen für zusammengesetzte Festigkeit von Druck und Biegung sind aus § 10, 4 zu entnehmen. Auch bei solchen auf Druck und Biegung beanspruchten Säulen ist auf die Knickgefahr zu achten, und zwar ist hierbei die Gefahr des Ausknickens aus der Kraftebene ins Auge zu fassen. Beispiele für die Berechnung der Säulen sind in den §§ 20 und 21 gegeben.

§ 20. Gußeiserne Säulen. Die gußeisernen Säulen werden fast durchweg als Hohlensäulen verwendet und zwar meist mit kreisringförmigem Schaftquerschnitt. Andere Querschnittsformen sind seltener geworden, höchstens daß aus besonderen Gründen rechteckige, quadratische oder sechs- bzw. achteckige Schaftquerschnitte gewählt werden. Für die Abmessungen und Gestalt der gußeisernen Säulen ist der Grundsatz maßgebend, überall möglichst gleiche Massen in den einzelnen Gußteilen beizubehalten, damit nach dem Gießen durch ungleichmäßige Abkühlung keine schädlichen Spannungen auftreten, die eventuell Risse oder sonstige Schäden verursachen könnten. Schon aus diesem Grunde ist es empfehlenswert, die verschiedenen Teile der Säulen, also Schaft, Kopf und Fuß, getrennt herzustellen, denn die beiden letzteren erhalten immer größere Massen als der Schaft. Kleinere Säulen, bei denen es auf eine besondere Fuß- und Kopfbildung nicht ankommt, können in einem Stück gegossen werden. Mit Rücksicht auf einen gleichmäßigen Guß sind die Säulen möglichst stehend zu gießen; bei liegend gegossenen Säulen ist auf alle Fälle eine Prüfung der Wandstärken an verschiedenen Stellen zu empfehlen.

1. Konstruktion und Berechnung gußeiserner Säulenschäfte. Wie schon erwähnt, soll der Säulenschaft mit möglichst gleichen Wandstärken ausgebildet werden. Die mit Rücksicht auf die Knicksicherheit nötige größere Widerstandsfähigkeit nach der Mitte zu kann durch Erweiterung des Säulenschaftes unter Beibehaltung der Wandstärke

erzielt werden. Die gebräuchlichste Wandstärke des Schaftes schwankt je nach der Größe der Säule bei ringförmigem Querschnitt zwischen 1 und 3,5 cm und bei quadratischem oder rechteckigem Querschnitt zwischen 1 und 3 cm. Die Berechnung des Säulenschaftes hat nach § 10,1 und § 19,3 auf Druck und Knickung zu erfolgen; man bestimmt zunächst die für den Druck erforderliche Querschnittsfläche und sucht diese so anzuordnen, daß das für die Knicksicherheit erforderliche J_{\min} vorhanden ist. Reicht hierzu die Größe des Druckquerschnitts nicht aus, so muß man das entsprechende Material zugeben.

Für einen kreisringförmigen Säulenschaft von der Länge l , der eine Kraft P zu tragen hat, ist eine Querschnittsfläche erforderlich von $F = \frac{P}{k}$. Ist die Wandstärke des Schaftes $= \delta$, der mittlere Radius $= r'$ (Abb. 268) und setzt man das Trägheitsmoment eines Kreisringes sehr angenähert gleich $r'^3 \cdot \delta \cdot \pi$, so muß sein:

$$2r' \cdot \pi \cdot \delta = F \quad \text{und} \quad r'^3 \cdot \delta \cdot \pi \geq J_{\min}.$$

Abb. 268. Kreisringförmiger Säulenschaft.



Es könnte nun δ gewählt und nach der 1. Gleichung r' berechnet werden; diese Werte r' und δ müßten dann auch der zweiten Gleichung genügen. Ist dies nicht der Fall, so kann innerhalb der zulässigen Grenzen δ kleiner und ein entsprechend größeres r' gewählt werden, was eine Vergrößerung des Trägheitsmomentes zur Folge hat. Sollte auch mit dem kleinsten praktisch zulässigen δ das erforderliche J_{\min} mit der für den Druck nötigen Querschnittsfläche nicht erreicht werden, so ist zu diesem Druckquerschnitt noch das zur Erzielung des Trägheitsmomentes nötige Material hinzuzufügen. Selbstredend wird man hierbei den Radius r' und nicht unnötig δ vergrößern. Nach diesem Verfahren würde also die Lösung der Aufgabe durch probieren gefunden werden.

Einfacher ist es, die zusammen gehörigen Werte δ und r' unmittelbar durch Rechnung aus den beiden vorhandenen Gleichungen folgendermaßen zu ermitteln:

$$2r' \cdot \pi \cdot \delta = F = \frac{P}{k} \quad \text{und} \quad r'^3 \cdot \delta \cdot \pi = J_{\min}.$$

Wird der Wert für δ aus der ersten Gleichung in die zweite eingesetzt, so ergibt sich

$$\frac{r'^2 \cdot F}{2} = J_{\min} \quad \text{oder} \quad r' = \sqrt{\frac{2 \cdot J_{\min}}{F}} \quad (50)$$

und nach der ersten Gleichung
$$\delta = \frac{F}{2r' \cdot \pi} \quad (51)$$

Beispiel: Ein kreisringförmiger, gußeiserner Schaft einer Pendelstütze (oben und unten Gelenke) von 3,0 m Länge hat eine Last von 50 Tonnen zu tragen. Erforderlich sind:

$F_{\text{qcm}} = \frac{P}{k}$ und $J_{\min} = 8P \cdot l^2$, wo P in t, k in t/qcm, l in m einzusetzen sind.

Nach Gleichung 50 ist $r' = \sqrt{\frac{2 \cdot 8 \cdot P \cdot l^2}{F}} = 4l \cdot \sqrt{\frac{P}{F}} = 4l \cdot \sqrt{k}$ und nach

Gleichung 51
$$\delta = \frac{F}{2r' \cdot \pi} = \frac{P}{2r' \cdot \pi \cdot k}.$$

Für $P = 50$ t, $l = 3$ m und $k = 0,5$ t/qcm ergibt sich $r' = 4l \cdot \sqrt{\frac{1}{2}} = 2l \cdot \sqrt{2} = 8,48$ cm \approx rund 8,5 cm.

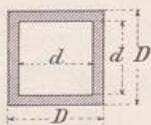
$$\delta = \frac{P}{2r' \cdot \pi \cdot k} = \frac{50}{2 \cdot 8,5 \cdot \pi \cdot 0,5} = 1,86 \text{ cm.}$$

Es könnte also eine Säule mit einer Wandstärke $\delta = 1,9$ bis 2,0 cm und einem mittlerem Durchmesser $d_m = 17$ cm gewählt werden. Für einen Querschnitt $\delta = 2$ cm

und $d_m = 17$ cm wäre z. B. der äußere Durchmesser $D = d_m + \delta = 19$ cm, $F = 106,8$ qcm und $J = 3910$ cm⁴; erforderlich sind $F = \frac{P}{k} = \frac{50}{0,5} = 100$ qcm, $J = 8 P \cdot l^2 = 8 \cdot 50 \cdot 9 = 3600$ cm⁴.

Für einen quadratischen Säulenschaft ist die Berechnung analog vorzunehmen. Man kann entweder D und d (Abb. 269) bestimmen durch die Gleichungen:

Abb. 269.
Quadratischer
Säulenschaft.



$$D^2 - d^2 = F = \frac{P}{k} \quad \text{und} \quad \frac{D^4 - d^4}{12} = J_{\min}.$$

Es ist nun $\frac{D^4 - d^4}{12} = \frac{(D^2 + d^2) \cdot (D^2 - d^2)}{12} = (D^2 + d^2) \cdot \frac{F}{12}$.

Die beiden Gleichungen lauten also:

$$D^2 - d^2 = F = \frac{P}{k} \quad \text{und} \quad D^2 + d^2 = \frac{12 \cdot J_{\min}}{F}. \quad (52)$$

Für eine Pendelstütze mit $P = 50$ t, $l = 3,00$ m, $k = 0,5$ t/qcm und $J_{\min} = 8 P \cdot l^2$ wird

$$D^2 - d^2 = \frac{50}{0,5} = 100 \text{ qcm},$$

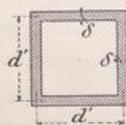
$$D^2 + d^2 = \frac{12 \cdot 8 \cdot P \cdot l^2}{F} = 96 \cdot k \cdot l^2 = 96 \cdot 0,5 \cdot 9 = 432 \text{ qcm}.$$

Durch Addition der beiden Gleichungen ergibt sich: $2 D^2 = 532$ qcm, $D = \sqrt{266} = 16,3$ cm, und aus der ersten Gleichung $d^2 = D^2 - 100 = 266 - 100$ oder $d = \sqrt{166} = 12,9$ cm.

Man könnte also $D = 16,4$ und $d = 13$ cm wählen; die Wandstärke wäre dann

$$\delta = \frac{16,4 - 13}{2} = 1,7 \text{ cm}.$$

Abb. 270.
Quadratischer
Säulenschaft.



Die Berechnung ließe sich auch direkt nach δ und der mittleren Breite d' vornehmen (Abb. 270).

Hierbei ist: $F = 4 d' \cdot \delta$ und sehr angenähert

$$J = 2 d' \cdot \delta \cdot \left(\frac{d'}{2}\right)^2 + \frac{2 \delta \cdot d'^3}{12} = \frac{d'^3 \cdot \delta}{2} + \frac{d'^3 \cdot \delta}{6} = \frac{2}{3} d'^3 \cdot \delta.$$

Setzt man aus der ersten Gleichung den Wert $d' \cdot \delta = \frac{F}{4}$ in die zweite

Gleichung ein, so wird $J = \frac{2}{3} \cdot d'^2 \cdot \frac{F}{4} = \frac{F}{6} \cdot d'^2$, also

$$d' = \sqrt{\frac{6J}{F}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{F}{4 \cdot d'}. \quad (53)$$

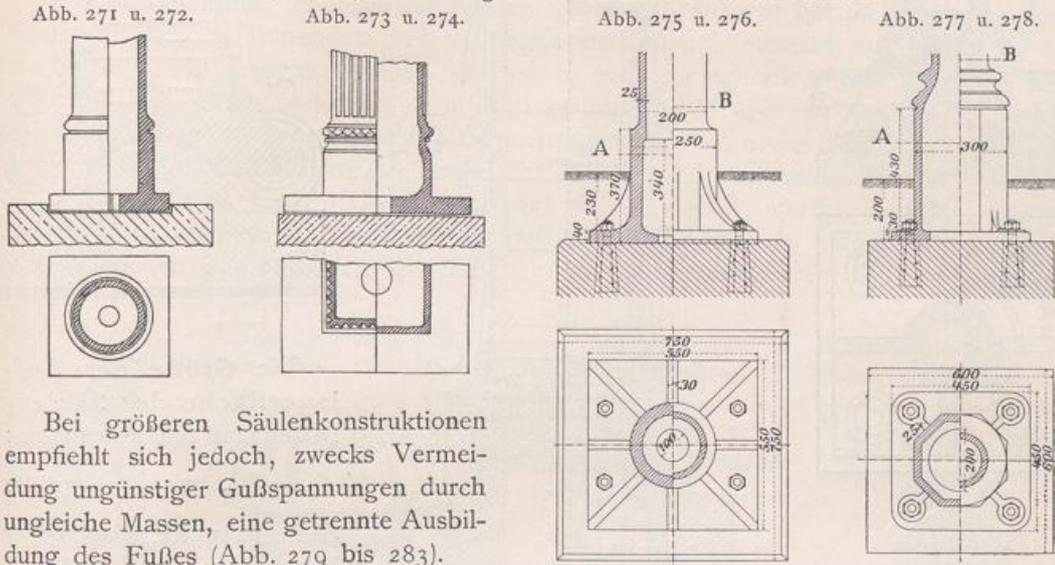
Für obiges Beispiel war $J = 8 \cdot 50 \cdot 3^2 = 3600$ cm⁴ und $F = \frac{50}{0,5} = 100$ qcm; nach den Gleichungen 53 muß also sein $d' = \sqrt{\frac{6 \cdot 3600}{100}} = 6\sqrt{6} = 14,7$ cm und $\delta = \frac{100}{4 \cdot 14,7} = 1,7$ cm.

Hiernach wird die äußere Stärke $D = d' + \delta = 14,7 + 1,7 = 16,4$ cm, die lichte Weite $d = d' - \delta = 14,7 - 1,7 = 13$ cm. Es haben sich mithin nach dieser Rechnung die gleichen Werte ergeben wie oben.

2. Fußausbildung gußeiserner Säulen. Der Säulenfuß hat den Zweck, der Säule ein entsprechendes Lager zu geben, die Säulenlast auf eine größere Auflagerfläche zu

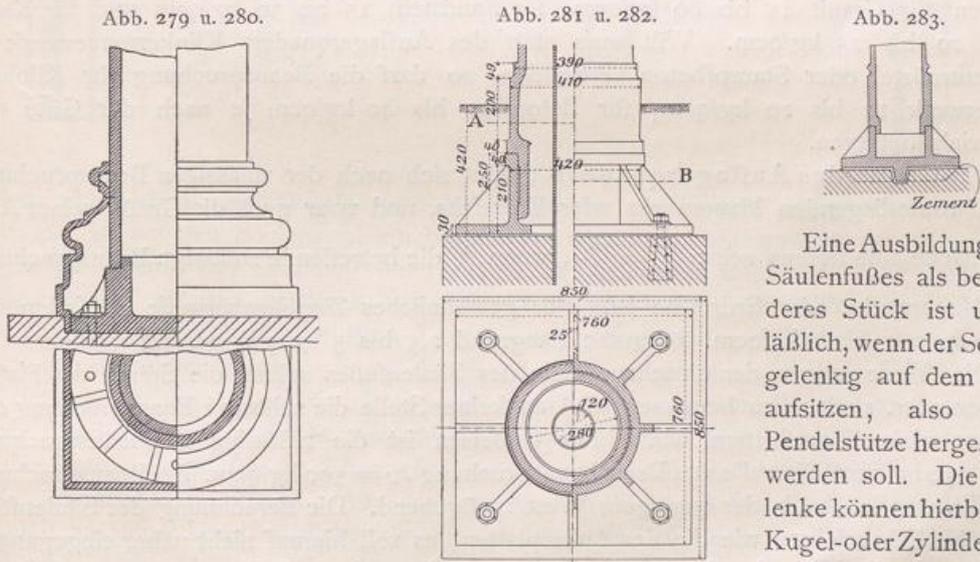
verteilen und eine eventuell nötige Verankerung zu ermöglichen. Die Ausbildung des Säulenfußes kann auf verschiedene Art geschehen. Bei kleineren Säulen wird der Fuß oft direkt an den Schaft angegossen (Abb. 271 bis 278).

Abb. 271 bis 278. Ausbildung des Säulenfußes bei kleineren Säulen.



Bei größeren Säulenkonstruktionen empfiehlt sich jedoch, zwecks Vermeidung ungünstiger Gußspannungen durch ungleiche Massen, eine getrennte Ausbildung des Fußes (Abb. 279 bis 283).

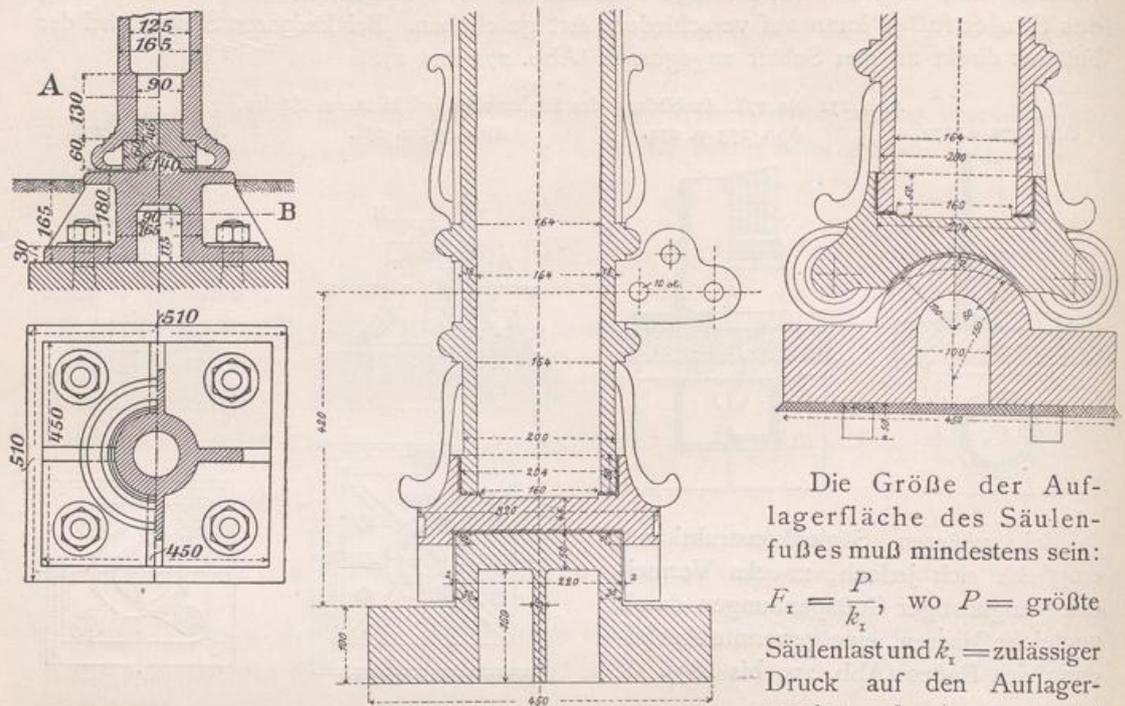
Abb. 279 bis 283. Ausbildung des Säulenfußes bei größeren Säulenkonstruktionen.



Eine Ausbildung des Säulenfußes als besonderes Stück ist unerlässlich, wenn der Schaft gelenkig auf dem Fuß aufsitzen, also eine Pendelstütze hergestellt werden soll. Die Gelenke können hierbei als Kugel- oder Zylindergeelenke ausgebildet werden (Abb. 284 bis 287).

Die Auflagerfläche des Säulenfußes ist so zu bemessen, daß der größte Druck auf die Unterlage den für das betreffende Material zulässigen Wert nicht überschreitet. Es wird sich hierbei immer empfehlen, den Säulenfuß nicht direkt auf Mauerwerk, sondern zunächst auf einen Auflagerquader aufzusetzen, durch den der Druck auf eine größere Fläche des darunter liegenden Mauerwerks verteilt wird. Um eine möglichst gleichmäßige Druckübertragung auf den Auflagerquader zu erzielen, wird der Säulenfuß mit Zementmörtel untergossen.

Abb. 284 bis 287. Ausbildung des Säulenfußes bei Pendelstützen.



Die Gr o e der Auflagerfläche des Säulenfußes muß mindestens sein:

$$F_1 = \frac{P}{k_1}, \text{ wo } P = \text{gr o te S ulenlast und } k_1 = \text{zulässiger Druck auf den Auflagerquader. } k_1 \text{ kann gesetzt}$$

werden für Granit 45 bis 60 kg/qcm, für Sandstein 15 bis 30 kg/qcm und für Kalkstein 20 bis 25 kg/qcm. Will man statt des Auflagerquaders Klinkermauerwerk in Zementmörtel oder Stampfbeton verwenden, so darf die Beanspruchung für Klinkermauerwerk 12 bis 20 kg/qcm, für Beton 20 bis 40 kg/qcm je nach der Güte des Materials betragen.

Die Gr o e des Auflagerquaders richtet sich nach der zulässigen Beanspruchung des darunterliegenden Mauerwerks oder Erdreichs, und zwar muß die Gr o e seiner Auflagerfläche mindestens sein: $F_2 = \frac{P}{k_2}$, wenn k_2 die betreffende zulässige Beanspruchung des Mauerwerks oder Erdreichs ist. Für gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel kann $k_2 = 7$ bis 8 kg/qcm, für guten Baugrund 2,5 bis 5 kg/qcm gesetzt werden.

Die Abmessungen der einzelnen Teile des Säulenfußes selbst, die Stärke der Platte, Rippen usw. sind so zu bemessen, daß an keiner Stelle die zulässige Beanspruchung des Gu materials überschritten wird. Für Gußeisen ist die zulässige Zugbeanspruchung $k_z = 250$ kg/qcm, die zulässige Druckbeanspruchung $k_d = 500$ kg/qcm. Bei Beanspruchung auf Biegung ist k_z als der geringere Wert maßgebend. Die Berechnung der S ulenf u e kann ähnlich erfolgen wie die der Ankerplatten; es soll hierauf nicht näher eingegangen werden, da die Normalma e der Gießereien für die meisten Fälle ausreichend sind. Im übrigen sei auf die diesbezügliche Rechnungsweise in FÖRSTER, »Die Eisenkonstruktion der Ingenieurhochbauten«, Kapitel V, III. Auflage, 1906, verwiesen.

Eine besondere Vorkehrung gegen Verschiebung des Säulenfußes ist in der Regel nicht nötig, denn in den meisten Fällen genügt schon die Reibung zwischen Fuß und Auflagerquader, um eine unverschiebliche Lage zu sichern. Ist jedoch mit Rücksicht auf leichte Erschütterungen u. dgl. eine Verschiebung nicht ausgeschlossen, so kann einer solchen leicht durch eine entsprechende Befestigung des Säulenfußes mit dem Auflagerquader entgegengewirkt werden; z. B. durch Versenken des Fußes in den

Auflagerstein (vgl. Abb. 275 u. 279, S. 363), durch unten angegossene Rippen, die in entsprechenden Rinnen des Steines festliegen (Abb. 283) oder auch durch Steinschrauben (Abb. 275, 277 u. 281). Einem eventuell möglichen Abheben der Säule von ihrem Auflager muß durch entsprechende Verankerung entgegengewirkt werden.

3. **Kopfausbildung gußeiserner Säulen.** Der Säulenkopf hat die Verbindung der Säule mit den zu stützenden und zu tragenden Konstruktionsteilen zu vermitteln; die Ausbildung muß dementsprechend geschehen und soll außerdem eine möglichst zentrische Belastung gewährleisten. Die Auflagerung der Träger ist deshalb so vorzunehmen, daß größere exzentrische Kraftübertragungen infolge von Durchbiegungen und ungleichmäßigen Belastungen der Träger nach Möglichkeit ausgeschlossen sind. Was die Ausbildung der Säulenköpfe anbelangt, so ist hierbei, wie bei den Säulenfüßen, ein direkter Anguß an den Schaft nur bei kleineren Säulen zulässig, während bei größeren Konstruktionen eine besondere getrennte Ausbildung vorzuziehen ist. Die Abbildungen

Abb. 288 u. 289. Ausbildung des Säulenkopfes bei kleineren Säulen.

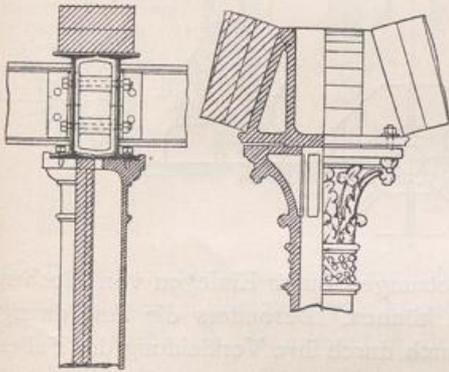


Abb. 290. Aufgesetzter Säulenkopf.

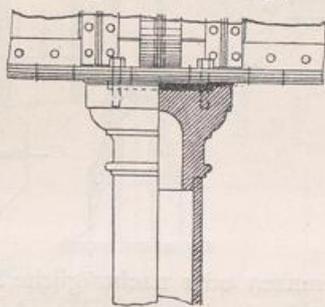
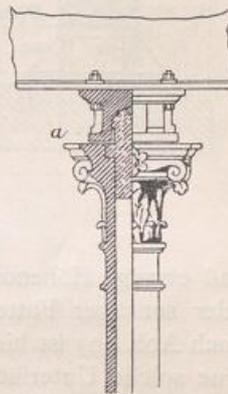


Abb. 291. Gelenkartige Ausbildung des Säulenkopfes.



288 u. 289 stellen Säulenköpfe dar, die direkt an den Schaft angegossen sind. In Abb. 289 ist auf den Säulenkopf ein besonderes Gußstück aufgelegt, an das sich Gurtbogen abstützen. Zur Erzielung einer möglichst zentrischen Säulenbelastung liegt das Gußstück nur auf dem mittleren Teile auf. Abb. 290 zeigt einen aufgesetzten Säulenkopf, bei dem unter dem gestützten Träger eine Auflagerplatte verlegt ist, die so stark sein muß, daß eine Auflagerung auf den Rand des Säulenkopfes auch beim Durchbiegen des Trägers nicht möglich ist. Eine nach oben konvexe Form dieser Unterlagsplatte würde für die zentrische Säulenbelastung sehr zweckdienlich sein.

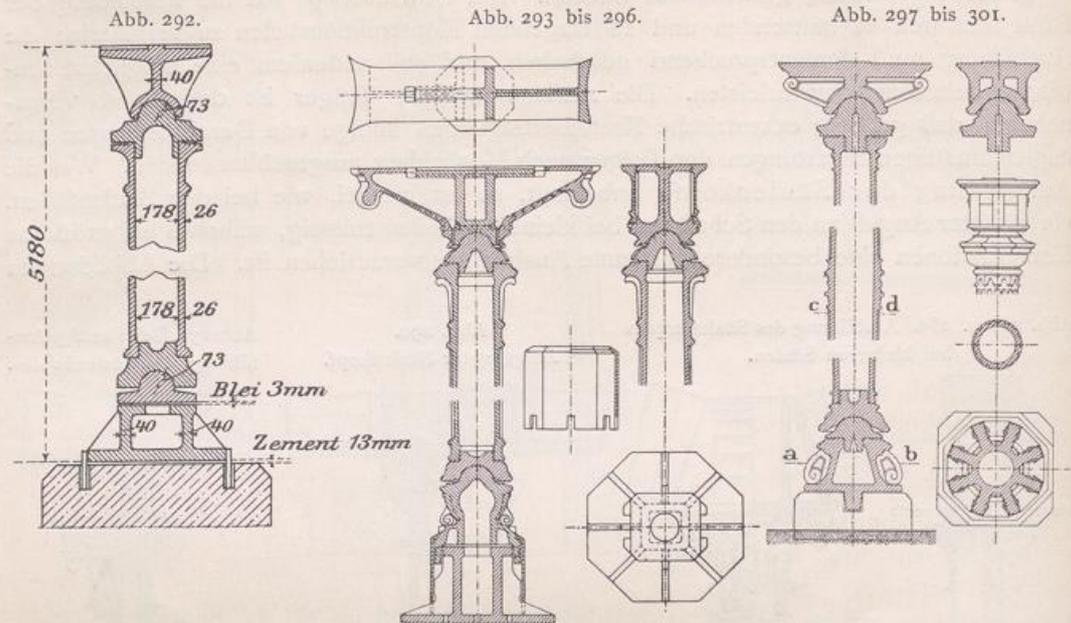
Die beste Lösung für die Säulenköpfe ergibt, wie bei den Säulenfüßen, die gelenkartige Ausbildung. Solche Anordnungen sind in Abb. 291 bis 301 gegeben. Hierbei sind an besondere Gußstücke, die auf den Säulenköpfen aufsitzen, oben kugelförmige oder zylindrische Flächen angearbeitet.

Auf diesen konvexen Flächen sitzen entsprechend ausgebildete Lagerstühle mit konkaven Gelenkflächen auf.

Die drei Gesamtabbildungen von Pendelsäulen (Abb. 292 bis 301) stellen gute, einwandfreie Konstruktionen dieser Art dar. Die architektonische Verzierung der Säule nach Abb. 293 bis 296 ist durch besondere Umhüllung des Säulenfußes und Verkleidung des Säulenkopfes erzielt, während die einfachen Architekturformen in Abb. 297 bis 301 direkt an die einzelnen Teile der Säule angegossen sind. In allen drei Anordnungen sind Gelenkstücke als besondere Konstruktionsteile zwischen Schaft und Kopf

bzw. zwischen Schaft und Fuß eingeschaltet. Durch die Trennung dieser Gelenkteile von den einzelnen Hauptteilen der Säulen wird die Gußarbeit einfacher und besser, sowie das Gewicht der einzelnen Teile geringer. Ferner hat diese Trennung noch den Vorteil,

Abb. 292 bis 301. Gußeiserne Pendelsäulen.



daß etwaige Höhendifferenzen oder nachträgliche Setzungen durch Einlegen von Blechen oder sonstiger Futterstücken ausgeglichen werden können. Besonders die Anordnung nach Abb. 293 ist hierzu gut geeignet und würde auch durch ihre Verkleidung des Fußes eine solche Unterfütterung von außen unsichtbar machen.

Es ist Raummangels wegen nicht möglich, an dieser Stelle noch weiter auf die verschiedenen Fälle und Möglichkeiten in der Ausbildung gußeiserner Säulen einzugehen, und es mögen deshalb die vorstehend gegebenen allgemeinen Gesichtspunkte und Besprechungen der wichtigsten Haupttypen genügen.

4. Durchführung gußeiserner Säulen durch mehrere Stockwerke. Wenn Säulen durch mehrere Stockwerke hindurchgehen sollen, so sind hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung der Stöße in Höhe der trennenden Decken verschiedene Möglichkeiten vorhanden. Für alle Anordnungen ist zu beachten, daß die in den verschiedenen Stockwerken übereinander liegenden Säulen genau zentrisch übereinander sitzen, die Übertragung der Kräfte in die darunter liegenden Säulen eine sichere und klare ist und daß für die praktische Ausführung sowie die Herstellung der erforderlichen Gußstücke keine großen Schwierigkeiten entstehen.

Im übrigen wird es am zweckmäßigsten sein, die Säulen der verschiedenen Stockwerke unabhängig voneinander auszubilden, normale Kopf- und Fußkonstruktionen für die einzelnen Säulen zu wählen und die oberen Säulen auf die über die unteren hinweg laufenden Deckenträger aufzusetzen. Selbstverständlich muß hierbei auf eine entsprechende Auswahl und Lage der Trägerprofile sowie auf eine gute Aussteifung derselben Rücksicht genommen werden. Zwecks Erzielung einer gleichmäßigen, klaren Kraftübertragung empfiehlt es sich, an geeigneten Stellen Unterlagen aus Blei oder Kupfer einzulegen. Abb. 302 stellt eine Anordnung dar, bei der die übereinander liegenden Säulen unabhängig voneinander ausgebildet sind.

Sehr oft finden zur Durchführung der Säulen durch die Decken besondere Gußstücke Verwendung, welche die Auflagerung der oberen Säulen und der Deckenträger vermitteln. So zeigt z. B. Abb. 303 eine Konstruktion, bei der die Deckenträger auf Konsolen des betreffenden Gußstücks aufliegen. Mit dieser konsolartigen Auflagerung der Deckenträger ist der Nachteil verbunden, daß eventuell durch ungleiche Auflagerdrücke

Abb. 302 bis 307. Durchführung gußeiserner Säulen durch mehrere Stockwerke.

Abb. 302 bis 304.

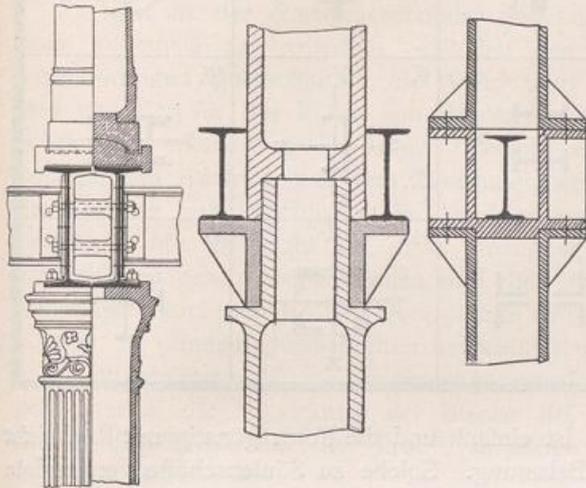
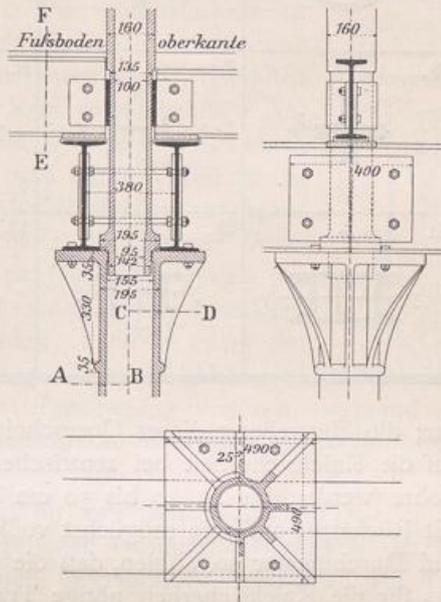


Abb. 305 bis 307.



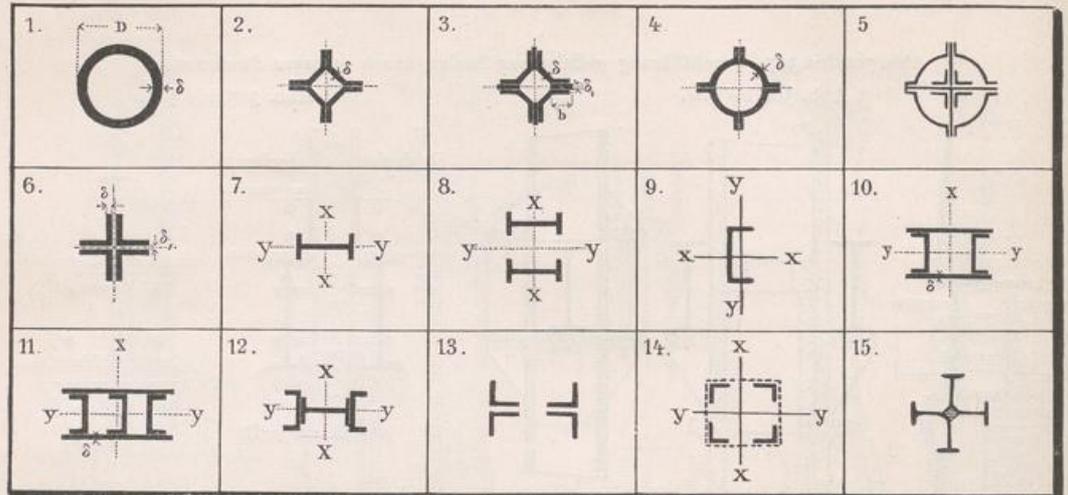
der Träger exzentrische Beanspruchungen in der darunterliegenden Säule auftreten können. Diesem Nachteil sucht die Anordnung nach Abb. 304 abzuwenden, indem der Deckenträger oder Unterzug durch das hier angeordnete Zwischenstück hindurchgeht und in der Achse der Säule aufliegt.

Oft findet man auch Anordnungen, bei denen die übereinander liegenden Säulen direkt aufeinander abgestützt sind und die Deckenträger auf konsolartige Verbreiterung der unteren Säule aufsitzen (Abb. 305 bis 307). Wenn das Prinzip dieser Anordnung nicht allzu große Anforderungen an die Gußarbeit stellt und die Erzielung eines gleichmäßigen, guten Gusses hierdurch nicht erschwert wird, könnte hiervon Gebrauch gemacht werden; doch ist auch hier der Nachteil einer eventuell exzentrischen Säulenbeanspruchung durch ungleiche Auflagerdrücke der Träger mit in den Kauf zu nehmen.

§ 21. Schmiedeeiserne Säulen. Die Ausbildung der schmiedeeisernen Säulen ist durch die verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten eine sehr mannigfaltige. Die Säulenschäfte werden fast durchweg aus Profileisen mit oder ohne Verwendung von Blechen und Flacheisen hergestellt. Auch kreisringförmige Querschnitte aus geschweißten Rohren kommen bisweilen vor. Die Säulenköpfe und Säulenfüße können auch hier, wie bei den gußeisernen Säulen, an den Schaft direkt angefügt oder auch als besondere Konstruktionsteile ausgebildet werden. Bei der letzten Art kann die Verbindung des Schaftes mit Kopf und Fuß steif oder gelenkig geschehen; bei einer solchen gelenkigen Anordnung spricht man wieder von Pendelstützen. Die verschiedenen charakteristischsten Formen für Querschnitte, Köpfe und Füße schmiedeeiserner Säulen sollen im folgendem kurz besprochen werden.

1. Konstruktion und Berechnung der schmiedeeisernen S ulensch afte. Die wichtigsten und gebräuchlichsten Säulenquerschnitte sind in Abb. 308 bis 322 zusammengestellt. Querschnitt 1 stellt die Kreisringform aus einem geschwei tem Rohr

Abb. 308 bis 322. Säulenquerschnitte.



dar; die Herstellung dieses Querschnitts ist einfach und die Form g untig mit R ucksicht auf die Knicksicherheit bei zentrischer Belastung. Solche zu S ulensch afte verwendete R ohre werden bis zu 40 bis 50 cm Durchmesser und 20 mm Wandstärke hergestellt. Mit R ucksicht auf eine m oglichst vollkommene Materialausnutzung wird man Wandstärke und Durchmesser so wählen, daß die f ur den Druck erforderliche Querschnittsfl ache auch das f ur die Knicksicherheit n otige Tr agheitsmoment abgibt. Die Berechnung in dieser Hinsicht ist ganz analog derjenigen bei gußeisernen kreisringf ormigen Querschnitten. Nach § 20, 1 (Gleichung 50 u. 51) muß also sein:

$$r' = \sqrt{\frac{2 J_{\min}}{F}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{F}{2 r' \cdot \pi},$$

wobei $F = \frac{P}{k}$ und J_{\min} das f ur die Knicksicherheit schmiedeeiserner Säulen erforderliche Tr agheitsmoment bedeutet; z. B. f ur den Knickfall 2 (Pendelsäule) $J_{\min} = 2,5 P_1 \cdot l_m^2$. Die zul assige Beanspruchung k f ur Schmiedeeisen kann $1000 \text{ kg/qcm} = 1 \text{ t/qcm}$ angenommen werden.

Die Querschnitte 2 und 3 der Zusammenstellung sind aus besonderen Profileisen (Trapezeisen) hergestellt; bei dem letzteren dieser Querschnitte sind zur Verstärkung noch Flacheisen zwischen die Flansche der Trapezeisen gelegt. An Stelle der Flacheisen k onnen an dem oberen und unteren Ende des Schaftes Bleche gelegt werden, die zur Ausbildung von Kopf und Fuß sehr zweckm a ig sind.

Der Säulenquerschnitt 4 ist aus Quadranteisen, der Querschnitt 5 aus Quadranteisen mit verstärkenden Blechen und Winkleisen zusammengesetzt. Die folgenden Querschnitte der Zusammenstellung sind aus L-, C- und I-Eisen gebildet. Die Querschnitte 10 und 11 haben noch aufgelegte Bleche erhalten. Bei Querschnitt 12 k onnten an Stelle des verbindenden I-Profils zwei C-Eisen verwendet werden, was in den meisten F allen, infolge der breiteren Flansche derselben, f ur die Vernietung g untiger ist. Vgl. Abb. 194 bis 196, welche die Stoßausbildung einer solchen schmiedeeisernen Säule darstellt.

Die Verbindung der L-Eisen des Querschnitts 13 kann durch ein volles Blech oder durch Flacheisengitterwerk geschehen. Das gleiche gilt auch für den Querschnitt 14. Querschnitt 15 der Zusammenstellung ist amerikanischen Ursprungs und wird aus zwei I-Profilen gebildet, deren Stege in kaltem Zustand rechtwinklig gebogen sind; der Radius der Biegungsstelle ist gewöhnlich 5 bis 6 cm. Die Verbindung der beiden gebogenen Profile zu einem Querschnitt erfolgt unter Zwischenlegung eines Ausfülleisens, das den Radien der Verbiegungen entsprechend bearbeitet ist; sehr oft wird als Zwischeneisen ein kleines I-Profil gewählt.

Zu den in der Zusammenstellung gegebenen Querschnittsformen ist noch allgemein zu bemerken, daß bei den geschlossenen röhren- und kastenförmigen Querschnitten die Wandungen im Innern nicht zugänglich sind und der für das Eisen zum Schutz gegen Rost so notwendige Anstrich nicht erneuert werden kann. Diesem Nachteil sucht man durch einen vorzüglichen Anstrich vor dem Zusammennieten und durch Verhinderung des Eintritts von Feuchtigkeit in das Innere nach Möglichkeit entgegenzuwirken. Mit Rücksicht auf diese Unzugänglichkeit der inneren Wandungsflächen geschlossener Säulen sind die offenen Querschnitte den geschlossenen vorzuziehen. Die Querschnitte 10 und 11 der Zusammenstellung können zu offenen Querschnitten umgebildet werden, wenn an Stelle der vollen aufgenieteten Bleche Flacheisengitterwerk angeordnet wird (Abb. 323); selbstredend geht hierbei die Mitwirkung der Bleche bei der Lasttragung verloren, während der Zweck der Verbindung der Profile zu einem gemeinsam wirkenden Querschnitt vollkommen erreicht wird.

Die Berechnung der Querschnitte erfolgt für zentrische Belastung wieder auf Druck und Knicksicherheit nach den früher gegebenen Gesetzen. Bezüglich der Ermittlung der Trägheitsmomente der verschiedenen Querschnittsformen wird auf § 11 verwiesen. Bei zusammengesetzten Querschnitten läßt sich durch entsprechende Wahl der Profile und deren Abstände voneinander fast immer der günstige Fall erzielen, daß die für die Druckübertragung nötige Querschnittsfläche auch für die Knicksicherheit genügt.

Beispiel. Eine Pendelsäule von 4 m freier Knicklänge hat eine Last von 45 t zu tragen; der Säulenschaft soll aus 2 L-Eisen gebildet werden, die in den für die Knicksicherheit erforderlichen Abständen durch Versteifungsbleche zu einem gemeinsam wirkenden Querschnitt zu verbinden sind. Der Querschnitt des Schaftes und der Abstand der Versteifungsbleche sind zu berechnen. Die erforderliche Querschnittsfläche ist bei $k = 1000 \text{ kg/qcm}$

$$F = \frac{P}{k} = \frac{45000}{1000} = 45 \text{ qcm.}$$

Bei Annahme gelenkiger Endbefestigungen ist das für eine 5 fache Knicksicherheit nötige kleinste Trägheitsmoment

$$J_{\min} = 2,5 \cdot P_t \cdot l_m^2 = 2,5 \cdot 45 \cdot 4^2 = 1800 \text{ cm}^4.$$

Es können 2 L-Eisen N.P. 16 gewählt werden, für die $F = 2 \cdot 24 = 48 \text{ qcm}$ und bei Anordnung des Querschnitts nach Abb. 324 u. 325

$$J_x = 2 \cdot J_x = 2 \cdot 925 = 1850 \text{ cm}^4 \text{ ist.}$$

Wenn das Trägheitsmoment J_y gerade so groß sein soll wie J_x , so muß nach der Profiltabelle (s. »Hütte« usw.) der lichte Abstand der beiden Profile $i = 8,15 \text{ cm}$ gewählt werden. In diesem Fall ist nach allen Seiten gleiche Sicherheit

Abb. 323. Säule aus 2 L-Eisen mit Flacheisengitterwerk.

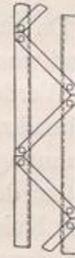
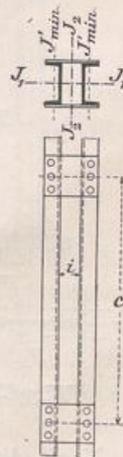


Abb. 324 u. 325. Beispiel für die Berechnung eines Säulenschaftes.



gegen Ausknicken vorhanden. Zur eventuellen rechnerischen Ermittlung des Abstandes i kann auf § 11 verwiesen werden.

Der Abstand der Verbindungsbleche (Versteifungsbleche) ist so zu berechnen, daß innerhalb dieses Abstandes die einzelnen \square -Eisen für sich knicksicher sind. Jedes Profil mit einem J'_{\min} von $81,5 \text{ cm}^4$ hat bei Annahme gleicher Lastverteilung $22,5 \text{ t}$ zu tragen; zur Erfüllung einer 5fachen Knicksicherheit muß also sein

$$J'_{\min} = 2,5 \cdot 22,5 \cdot c^2,$$

wobei c der Abstand der Verbindungsbleche in m bedeutet. Hieraus folgt:

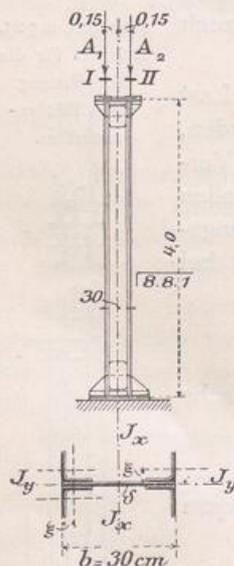
$$c = \sqrt{\frac{J'_{\min}}{2,5 \cdot 22,5}} = \sqrt{\frac{81,5}{2,5 \cdot 22,5}} = 1,20 \text{ m}.$$

Da der Säulenschaft eine Länge von $4,0 \text{ m}$ besitzt, seien Verbindungsbleche im Abstand von je 1 m gewählt.

Werden schmiedeeiserne Säulen exzentrisch belastet, so ist die Berechnung für die Achsialkraft P und das durch die Exzentrizität erzeugte Moment M vorzunehmen. Die Spannungsermittlungen haben nach § 10, 4 (zusammengesetzte Festigkeit) zu erfolgen. Außer der Dimensionierung nach dieser zusammengesetzten Festigkeit ist noch die seitliche Knicksicherheit nachzuweisen, wobei wieder je nach den Endbefestigungen die verschiedenen Knickfälle zu berücksichtigen sind. Die anzuwendenden Knickformeln für Schmiedeeisen sind unter § 19, 3 angegeben.

Eine ganz ähnliche Berechnung ergibt sich für diejenigen Säulen, die neben lotrechten Kräften noch horizontale aufzunehmen haben. Ein solcher Belastungsfall liegt z. B. vor, wenn eine freistehende Säule das feste Auflager eines Dachbinders zu tragen hat und demgem  die horizontalen Windkräfte neben der lotrechten Belastung aufnehmen muß. Selbstredend darf dann die Säule nicht gelenkig konstruiert werden, sondern muß eine steife, biegungsf hige Fuß- und Kopfausbildung erhalten. Der Hauptunterschied zwischen einer derartig belasteten und einer exzentrisch, lotrecht belasteten Säule liegt darin, daß die Biegemomente M bei der ersteren nach unten zunehmen, während diese bei der letzteren für die verschiedenen Querschnitte der Säule konstant bleiben.

Abb. 326 u. 327.
Beispiel einer exzentrisch belasteten Säule.



1. Beispiel. Eine Säule von 4 m Höhe hat die Auflagerdrücke zweier ungleich belasteter Unterzüge aufzunehmen (Abb. 326 u. 327). Der Auflagerdruck des Trägers I sei $A_1 = 26 \text{ t}$, derjenige des Trägers II: $A_2 = 16 \text{ t}$; der Säulenschaft ist zu berechnen. Die Säule hat eine Gesamtlast zu tragen:

$$P = A_1 + A_2 = 26 + 16 = 42 \text{ t}.$$

Durch die ungleiche Belastung kommt ein Moment hinzu:

$$M = (A_2 - A_1) \cdot e = (26 - 16) \cdot 0,15 = 1,5 \text{ t/m}.$$

Ist F die Querschnittsfläche des Schaftes in qcm und W das Widerstandsmoment für die zur Kr ftebene senkrecht stehende Achse, so ist nach § 10, 4

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \leq k.$$

Nach dieser Bedingung ist der Schaftquerschnitt zu dimensionieren; doch ist bei dessen Ausbildung noch die seitliche Knicksicherheit in Rücksicht zu ziehen. Wird der Querschnitt aus vier L-Eisen, die durch ein Blech miteinander verbunden sind, hergestellt,

so ist es zweckmäßig, zunächst mit Rücksicht auf das für die Knicksicherheit erforderliche J_y die Profile der L-Eisen zu wählen, da man der anderen Bedingung

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \leq k$$

leicht durch entsprechende Breite des Bleches (Höhe des Querschnitts) gerecht werden kann.

Für die Untersuchung auf Knickgefahr liegt der Knickfall 3 vor, da die Säule unten eingespannt und oben durch die Träger gelenkartig gehalten ist. Man muß also mit der Knickformel $J_{\min} \geq \frac{2,5}{2} \cdot P_t \cdot l_m^2$ rechnen. Zugunsten der Sicherheit wäre es eventuell empfehlenswert, auch unten eine gelenkige Auflagerung anzunehmen und demgemäß mit einem erforderlichen $J_{\min} = 2,5 \cdot P_t \cdot l_m^2$ zu rechnen. Unter Voraussetzung von Knickfall 3 wäre demnach ein $J_y = \frac{2,5}{2} \cdot 42 \cdot 4^2 = 840 \text{ cm}^4$ nötig. Werden

4 Winkel $\sqrt{8 \cdot 8 \cdot 1}$ gewählt, so ergibt sich für diese ein $J_y = 4 \cdot \left[J_{\xi} + F_w \cdot \left(\xi + \frac{\delta}{2} \right)^2 \right]$; der Beitrag des 1 cm starken Bleches zu J_y ist verschwindend klein und wird deshalb halb vernachlässigt. Für die Winkel ist $\xi = 2,34 \text{ cm}$, also $\xi + \frac{\delta}{2} = 2,84 \text{ cm}$ und $J_y = 4(87,5 + 15,1 \cdot 2,84^2) = 4 \cdot 210 = 840 \text{ cm}^4$; mithin sind für die seitliche Steifigkeit gegen Ausknicken die 4 L-Eisen gerade stark genug.

Die Ermittlung der ungünstigen Beanspruchung ergibt sich wie folgt. Wird die Breite des Bleches $b = 30 \text{ cm}$ gewählt, so ist als Querschnittsfläche vorhanden

$$F = 4 \cdot F_w + F_{\text{Bl.}} = 4 \cdot 15,1 + 30 \cdot 1,0 \dots \dots \dots = 90,4 \text{ qcm,}$$

$$\text{hiervon sind bei } d = 2 \text{ cm für Nietschwächungen abzuziehen } 2 \cdot 3,0 \cdot 2,0 = 12,0 \text{ »}$$

$$\text{als Nutzquerschnitt bleibt somit } F_{\text{netto}} \dots \dots \dots = 78,4 \text{ qcm.}$$

Das Trägheitsmoment $J_x = \frac{\delta \cdot b^3}{12} + 4 \cdot [J_{\xi} + F_w \cdot (15 - \xi)^2]$; unter Einsetzung der Werte ergibt sich

$$J_x = \frac{1,0 \cdot 30^3}{12} + 4(87,5 + 15,1 \cdot 12,66^2) = 12\,250 \text{ cm}^4,$$

$$\text{ab für Niete } 2 \cdot 2,0 \cdot 3,0 \cdot 10,5^2 = 1\,320 \text{ cm}^4,$$

$$\text{also } J_{x\text{netto}} = 12\,250 - 1\,320 = 10\,930 \text{ cm}^4$$

$$\text{und } W = \frac{J_x}{a} = \frac{10\,930}{15} = 728 \text{ cm}^3.$$

Der Wert für W hätte auch aus entsprechenden Querschnittstabellen direkt entnommen werden können. In der »Hütte« z. B. ist für den obigen Querschnitt $W = 724 \text{ qcm}$ angegeben. Die größte Beanspruchung des Stützenquerschnitts wird somit

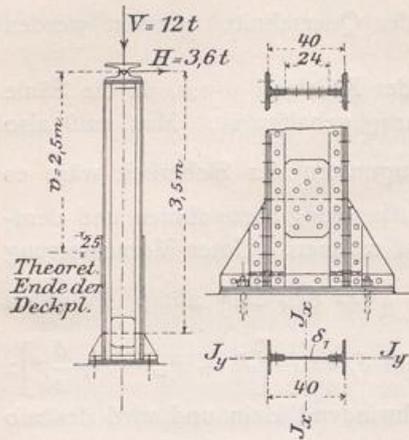
$$\sigma_{\max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{42\,000}{78,4} + \frac{150\,000}{728} = 538 + 206 = 744 \text{ kg/qcm.}$$

Die oben gewählten Abmessungen sind also ausreichend; will man das Material höher beanspruchen, so könnte in der Breite des Stehbleches noch etwas gespart werden.

2. Beispiel. Die in Abb. 328 bis 331 dargestellte schmiedeeiserne Säule hat das feste Auflager eines Dachbinders zu tragen und somit die senkrechten und horizontalen Kräfte dieses Binderauflagers aufzunehmen. Der für die Spannungsberechnung der Säule ungünstigste Belastungsfall ist derjenige, bei dem die größte Horizontalkraft für Wind usw. auftritt. Diese betrage $H = 3,6 \text{ t}$ und die gleichzeitig auftretende lotrechte Kraft $V = 12 \text{ t}$. Die vertikale Kraft wirkt achsial zu den verschiedenen Säulenquerschnitten, während die

horizontale Kraft f ur jeden Querschnitt ein Moment erzeugt, das um so gr o er ist, je tiefer der Querschnitt liegt. Die Säule soll einen I-f ormigen Querschnitt erhalten und aus einem Blech mit Gurtwinkeln und Deckplatten hergestellt werden. Die letzteren brauchen nur so hoch gef uhrt zu werden, als es die Momente erfordern. Der am meisten beanspruchte Querschnitt ist der unmittelbar  uber dem Säulenfuß liegende. Es sollen die Spannung in diesem Querschnitt und die H ohe, bis in welche die Gurtplatten zu f uhren sind, berechnet werden. Das Moment f ur diesen gef ahrlichsten Querschnitt II ist $3,6 \cdot 3,5 = 12,6$ t/m. Der Querschnitt bestehe aus einem Blech von 1 cm St arke und 40 cm H ohe, 4 Winkel $\sqrt{8 \cdot 8 \cdot 1}$ und 2 Deckplatten $18 \cdot 1$ (Abb. 329). Das Widerstandsmoment hierf ur ist nach der Tabelle in der »H utte« $W = 1575$ cm³; die Querschnittsfl ache abz uglich der Niete f ur die Verbindung der Deckplatte mit den Winkeln:

Abb. 328 bis 331. Berechnung einer Säule.



$$F = 4 \cdot 15,1 + 40 \cdot 1,0 + 2 \cdot 18 \cdot 1,0 - 4 \cdot 2,0 \cdot 2,0 = 120,4 \text{ qcm.}$$

Die gr o te Beanspruchung in diesem Querschnitt ist somit

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{12\,000}{120,4} + \frac{1\,260\,000}{1575} = 100 + 800 = 900 \text{ kg/qcm;}$$

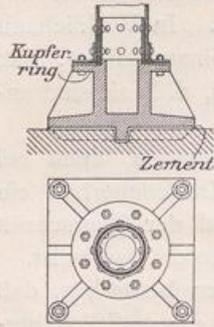
das Eigengewicht der Säule selbst ist dabei nicht ber ucksichtigt, da dieses auf die Spannung einen kaum merklichen Einfluß hat. Die oben ermittelte Spannung σ_{\max} ist in Wirklichkeit nicht genau vorhanden, da das Stehblech an dieser Stelle gestoßen ist. Der Stoß ist nach Abb. 329 und 330 vorgenommen. Die Ber ucksichtigung des Stoßquerschnitts ergibt folgende genaue Spannungsermittlung: das Stehblech mit einem Tr agheitsmoment $J' = 1,0 \cdot \frac{40^3}{12} = 5330$ cm⁴ ist durch zwei aufgelegte Bleche von je 1 cm

St arke und 24 cm H ohe mit einem Tr agheitsmoment von $J'' = 2 \cdot \frac{1,0 \cdot 24^3}{12} = 2304$ cm⁴ gestoßen. Das Widerstandsmoment des gestoßenen Querschnitts ist also um $\frac{5330 - 2304}{21} = 145$ cm³ geringer als das des ungesto enen, und die Biegungsspannung

$\frac{M}{W}$ wird somit statt 800 kg/qcm nun $\frac{1\,260\,000}{1575 - 145} = 880$ kg/qcm, so daß eine gr o te Gesamtbeanspruchung im gestoßenen Querschnitt $\sigma'_{\max} = 100 + 880 = 980$ kg/qcm vorhanden ist.

Die Berechnung der H ohe, bis in welche die Deckplatten zu f uhren sind, gestaltet sich wie folgt. Der Querschnitt ohne Deckplatten (Abb. 331) hat eine Querschnittsfl ache $F_0 = 40 \cdot 1,00 + 4 \cdot 15,1 - 2 \cdot 3 \cdot 2,0 = 88,4$ qcm. Die Spannung f ur die Achsialkraft ist also $\sigma_1 = \frac{P}{F} = \frac{12\,000}{88,4} = 136$ kg/qcm. Ist eine gesamte Beanspruchung von 1000 kg/qcm zul assig, so bleibt f ur die durch das Moment erzeugte Biegungsspannung noch ein zul assiger Wert von $1000 - 136 = 864 = \text{rd. } 860$ kg/qcm  ubrig. Das Widerstandsmoment ohne Deckplatten ist $W_0 = 1073$ cm³, mithin kann dieser Querschnitt ein Moment $M_0 = 1073 \cdot 860 = 890\,000$ kgcm = 8,9 tm aufnehmen. Das in einer Tiefe von x Meter unter dem Angriffspunkt der Horizontalkraft H vorhandene Moment ist

Abb. 338 bis 339. Größerer gußeiserner Säulenfuß einer ringförmigen Säule.



Quadranteisen gebildete Schaft an beiden Enden durch je ein eingelegtes Rohrstück verstärkt. Die bei dieser Anordnung vorgesehene Verankerung der Säule ist aus der Darstellung ohne weiteres erklärlich.

Der Säulenfuß nach Abb. 338 u. 339 gehört zu einer Säule mit kreisringförmigem Querschnitt. Hierbei ist eine Verankerung des Säulenschaftes mit dem Säulenfuß durch ein um den Schaft gelegtes Winkeleisen vermittelt, das mit dem Fuß verschraubt ist.

Auch für andere Säulenquerschnitte könnten gußeiserne Köpfe und Füße Verwendung finden. Die Abb. 340 bis 342 stellen z. B. eine gußeiserne Fußplatte für eine Säule aus 2 C-Eisen dar; doch ist für Säulen, bei denen von einer gelenkigen Anordnung abgesehen wird, in den meisten Fällen eine Fuß- und Kopfausbildung in Schmiedeeisen vorzuziehen. Solche schmiedeeiserne Fuß- und Kopfkon-

Abb. 340 bis 342. Gußeiserne Fußplatte für eine Säule.

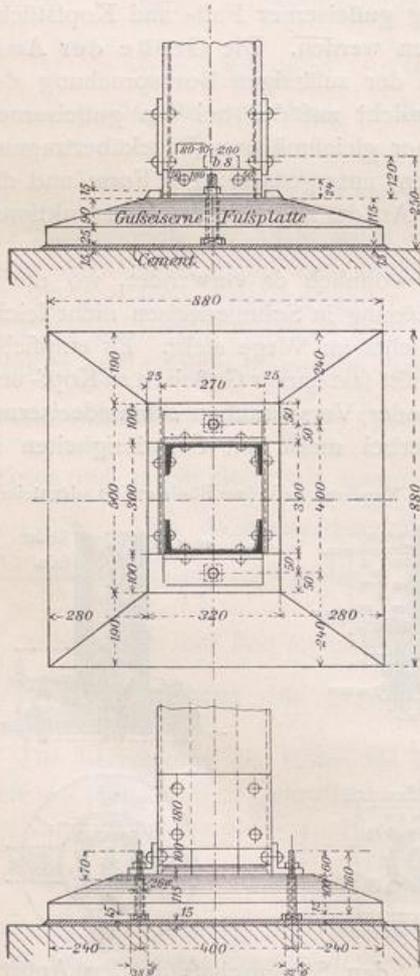


Abb. 343 bis 355. Schmiedeeiserne Fuß- und Kopfausbildung bei Säulen.

Abb. 343 bis 345. Abb. 346 bis 349.

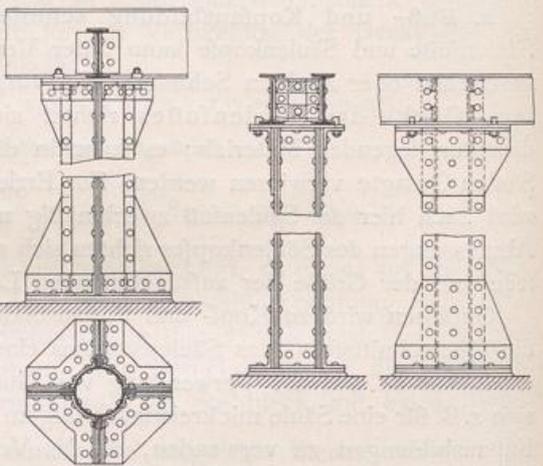
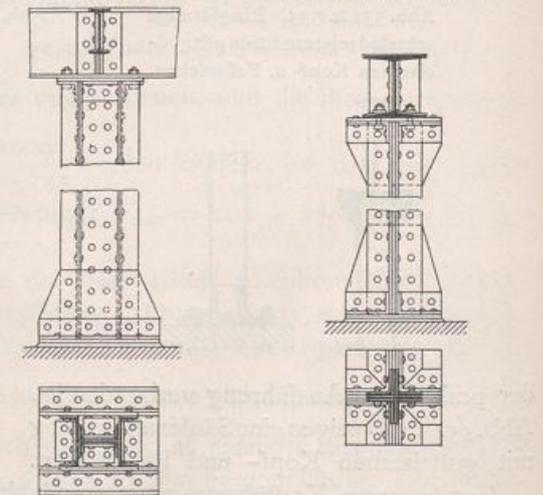


Abb. 350 bis 352.

Abb. 353 bis 355.

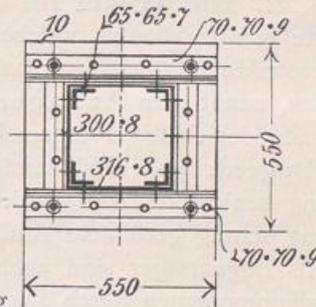
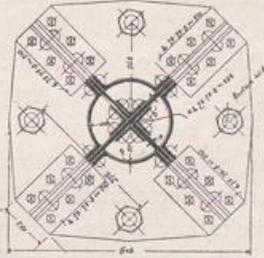
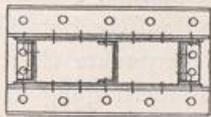


struktionen zeigen die Abb. 343 bis 358. Bei der durch Abb. 343 bis 345 dargestellten Säule aus Quadranteisen und zwischen den Flanschen liegenden Flacheisen sind zwecks

Fuß- und Kopfausbildung zwischen die Flanschen der Quadranteisen an Stelle der Flacheisen Versteifungsbleche eingelegt. Die Verbindung dieser Versteifungsbleche sowie der Quadranteisen mit den Fuß- und Kopfplatten sind durch entsprechend gebogene Winkeleisen vorgenommen.

Die Abb. 346 bis 349 zeigen die Fuß- und Kopfausbildungen einer Säule mit kastenförmigem Querschnitt aus 2 C-Eisen mit aufgelegten Blechen und die Abb. 350 bis 352 diejenigen einer Säule mit H-förmigem Querschnitt aus vier C-Eisen. Abb. 353 bis 355 veranschaulichen Kopf und Fuß einer Säule mit kreuzförmigem Querschnitt aus vier L-Eisen mit zwischenliegenden Flacheisen. An Stelle der Flacheisen treten oben und

Abb. 356 bis 358. Schematische Darstellungen von Fußausbildungen schmiedeeiserner Säulen.



unten die Anschlußbleche, die durch Winkeleisen mit der Fuß- bzw. Kopfplatte verbunden sind. Um Kröpfungen zu vermeiden, sind diese Anschlußwinkel auf Gehrung zugeschnitten. Weitere schematische Darstellungen von Fußausbildungen schmiedeeiserner Säulen zeigen die Abb. 356 bis 358.

Ein Säulenfuß für eine Säule mit genieteten I-förmigem Querschnitt ist bei dem letzten Rechnungsbeispiel (Abb. 330, S. 372) gegeben.

Die Füße und Köpfe für Pendelsäulen werden in der Regel aus Gußeisen hergestellt, da hierbei eine bequemere Konstruktion der Gelenke möglich ist. Es kommen in der Hauptsache Kugel- oder Zylindergelenke zur Verwendung. Jedes Gelenk besteht gewöhnlich aus zwei Teilen, der eine mit der konvexen, der andere mit der konkaven Gelenkfläche. Abb. 359 kann sowohl den Schnitt durch ein Kugel- als auch durch ein Zylindergelenk darstellen; eine weitere Konstruktion einer Pendelsäule mit Kugelgelenken ist durch Abb. 360 bis 363 gegeben.

Abb. 359 bis 363. Pendelsäulen mit Zylinder- und Kugelgelenken.

Abb. 359.

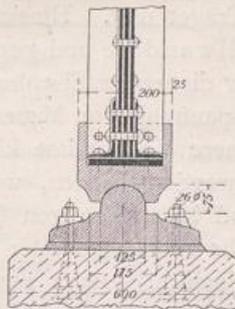
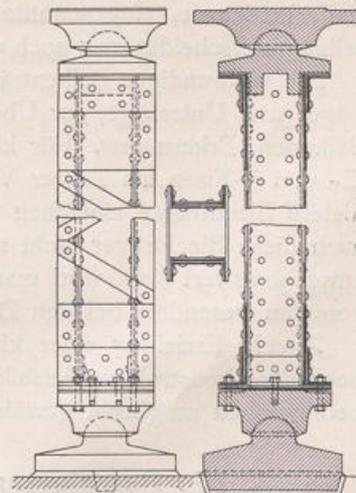


Abb. 360 u. 361. Abb. 362 u. 363.



Neben der kugel- und zylinderförmigen Ausbildung der Gelenke finden auch Tangentialkipplager zur Konstruktion von Pendelsäulen Verwendung. Diese Tangentiallagerung wird bei den Trägern behandelt werden.

Über die Durchführung schmiedeeiserner Säulen durch mehrere Stockwerke wäre ungefähr dasselbe zu sagen, wie für die gußeisernen Säulen. Auch hier empfiehlt es sich, in der Regel, die Säulen nicht durch mehrere Stockwerke hindurchlaufen zu lassen, sondern sie für die verschiedenen Stockwerke voneinander unabhängig herzustellen, indem für die

einzelnen Säulen normale Fuß- und Kopfkonstruktionen gewählt werden. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß jede einzelne Säule den auf sie entfallenden Kräften entsprechend dimensioniert werden kann, und daß die Montage hierbei mit weniger Schwierigkeiten verbunden ist, als bei den durchlaufenden Säulen. Selbstredend muß für eine zentrische und klare Übertragung der einzelnen S ulenlasten, sowie für eine sachgem e Auflagerung der Deckenträger und Unterzüge Sorge getragen werden.

IV. Balkenträger.

  22. Die Träger im allgemeinen. Träger sind in bestimmten Punkten gelagerte Konstruktionen, welche Lasten und Kräfte aufzunehmen und auf die betreffenden Lagerpunkte zu übertragen haben. Die Kräfte, die auf die Auflagerpunkte übertragen werden, nennt man Auflagerdrücke. Je nach der Art der Kraftübertragung und der Wirkung der Auflager unterscheidet man zwei Hauptarten von Trägern, Balkenträger und Bogenträger. Balkenträger sind solche Tragkonstruktionen, die bei lotrechter Belastung senkrechte Auflagerdrücke erzeugen, während Bogenträger bei lotrechter Belastung schräg gerichtete Auflagerdrücke zur Folge haben.

Als Bogenträger sind auch solche Konstruktionen aufzufassen, bei denen die Horizontalkomponenten durch Zugstangen usw. aufgenommen werden und die auf die Auflager selbst somit nur lotrechte Kräfte übertragen, also äußerlich als Balkenträger wirken, jedoch zur Berechnung der inneren Spannungen als Bogenträger aufzufassen sind. Solche Träger werden als Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub bezeichnet.

An dieser Stelle sollen nur die Balkenträger zur Besprechung kommen. Wegen der Bogenträger, die auch im Hochbau, z. B. für gr oere Dachkonstruktionen usw., mitunter Verwendung finden, sei auf die betreffenden Werke der Literatur verwiesen.

Bei den Balkenträgern unterscheidet man, je nach der Lagerung derselben: Träger auf zwei Stützen, Träger auf mehreren Stützen (kontinuierliche oder durchlaufende Träger), Krag- oder Konsolträger, die an dem einen Ende eingespannt und an dem anderen frei sind, beiderseits eingespannte Träger usw. Hinsichtlich der Konstruktion der Träger selbst unterscheidet man noch vollwandige und gegliederte Träger (Fachwerksträger).

Die vollwandigen Balkenträger dienen im Eisenhochbau in der Hauptsache als Deckenträger und Unterzüge, zur Überspannung von Maueröffnungen und zur Konstruktion von Balkonen, Erkern usw. Für kleinere Verhältnisse können direkt Walzprofile, wie L-, T-, C- und I-Eisen als Träger Verwendung finden, während für gr oere Verhältnisse genietete Blechträger einfachen und kastenförmigen Querschnitts gewählt werden. Wenn auch diese Blechträger nicht mehr ausreichen oder wegen ihres groen Gewichtes nicht empfehlenswert sind, wird man Fachwerksträger zur Ausführung bringen. Diese letzteren kommen besonders bei den Dachkonstruktionen (siehe Abschnitt V) zur Verwendung.

Zwecks Erzielung einer klaren Lagerung der Träger erhalten die Lagerpunkte eine besondere konstruktive Ausbildung, welche die der Berechnung zugrunde gelegten Lagerbedingungen möglichst gewährleisten.

  23. Die Berechnung der Balkenträger.

1. Allgemeines. Die Berechnung der Träger beruht auf den Gesetzen des Gleichgewichts, das zwischen den vorliegenden Lasten, Auflagerkräften und den inneren Spannungen bestehen muß. Wenn die durch das Gleichgewicht gegebenen Bedingungen zur Berechnung der Auflagerkräfte und inneren Spannungen genügen, so nennt man die

Konstruktion statisch bestimmt; reichen jedoch die Gleichgewichtsbedingungen zur Ermittlung dieser Unbekannten nicht aus, so spricht man von statisch unbestimmten Konstruktionen. Je nachdem die durch das Gleichgewicht nicht bestimmbar Größen äußere Kräfte (Auflagerdrücke) oder innere Kräfte (Stabkräfte, Spannungen usw.) sind, liegen äußerlich bzw. innerlich statisch unbestimmte Konstruktionen vor. Die nicht bestimmbar Größen werden auch als Überzählige bezeichnet und je nach deren Anzahl unterscheidet man einfach, zweifach, und mehrfach statisch unbestimmte Konstruktionen.

2. Die Belastungen der Träger setzen sich zusammen aus dem Eigengewicht, der Träger selbst und der durch die Träger zu tragenden Bauteile sowie den Nutzlasten (Verkehrslasten, zufällige Lasten). Das Eigengewicht der Träger selbst wirkt als gleichmäßig über die Träger verteilte (kontinuierliche) Belastung; die Gewichte der zu tragenden Konstruktionsteile können ebenfalls gleichmäßig verteilt oder in einzelnen Punkten auf die Träger als Einzellasten gelagert sein. Auch die Nutzlasten können als kontinuierliche Belastung oder als Einzellasten auf die Träger wirken. So stellt z. B. eine an sich gleichmäßig verteilte Belastung einer Decke für die Deckenträger selbst eine kontinuierliche Belastung vor, während ein die Deckenträger stützender Unterzug in den Auflagerpunkten der Deckenträger die an sich gleichmäßige auf die Decke verteilte Nutzlast als Einzellasten aufzunehmen hat. Eine solche Lastübertragung wird auch als indirekte bezeichnet.

Die Größen der verschiedenen Belastungen sind vor der Berechnung der Auflagerdrücke und inneren Kräfte, soweit sie nicht gegeben sind, zu ermitteln. Die Nutzlasten werden in den einzelnen Fällen fast immer vorgeschrieben sein, bzw. müssen sie dem Zweck entsprechend gewählt werden, wobei selbstredend der jeweils ungünstige Fall ins Auge zu fassen ist. Die Eigengewichte der zu tragenden Konstruktionsteile (Decken, Mauern usw.) können nach den jeweiligen Abmessungen, unter zu Grundelegung der betreffenden Einheitsgewichte ermittelt werden.

In der folgenden Zusammenstellung seien die Einheitsgewichte (Eigengewichte) der wichtigsten Baustoffe, die event. für die Belastung von Trägern in Betracht kommen können, angeführt.

Eigengewichte von Baustoffen.¹²⁾

Baustoff	kg/cbm	Baustoff	kg/cbm
Erde, Lehm und Sand	1600	Eisenbeton	2400
Kies	1800	Tannenholz	600
Klinkermauerwerk in Zementmörtel . .	1800	Kiefernholz	650
Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen . .	1600	Buchenholz	750
Desgl. aus porigen Steinen	1000—1200	Eichenholz	800
Desgl. aus Lochsteinen	1300	Gußeisen	7250
Desgl. aus porigen Lochsteinen	900—1100	Schweißeisen	7800
Mauerwerk aus Schwemmsteinen	850—900	Flußeisen	7850
> > Kalksteinen	2600	Bronze	8600
> > Sandstein	2400	Kupfer	8900
> > Granit und Marmor	2700	Zink (gegossen)	6860
Beton je nach Zusammensetzung	1800—2300	> (gewalzt)	7200

Zur Berechnung von Deckenträgern und Deckenunterzügen seien noch folgende Gewichte von Massivdecken gegeben, wobei für die gewölbten Kappen ein Stich von

¹²⁾ Teils nach den Vorschriften der Bauabteilung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten und der Berliner Baupolizei.

$\frac{1}{8}$ angenommen ist. In den Gewichten ist eine Verfüllung mit Sand oder Koksasche, einschließlich Hintermauerung bis Scheitelhöhe, sowie Lagerhölzer von 10/10 cm in 0,8 m Abstand, und Dielen (3,5 cm) mit inbegriffen, jedoch das Gewicht der eisernen Träger ausgeschlossen.

Preußische Kappe bis 2,0 m Spannweite, $\frac{1}{2}$ Stein stark, aus vollen Steinen	370 kg/qm
Desgl. aus porigen oder Lochsteinen	310 „
Desgl. aus Schwemmsteinen	260 „
Preußische Kappe 2 bis 3,0 m Spannweite, $\frac{1}{2}$ Stein stark, aus vollen Steinen	440 „
Desgl. aus porigen oder Lochsteinen	380 „
Desgl. aus Schwemmsteinen	330 „
Kappe aus Beton mit 1,5 m Spannweite	370 „

Zu diesen amtlichen Vorschriften könnte man noch anführen:

Betondecke gestampft, oben mit Schlackenausfüllung	275 bis 325 kg/qm
Betondecke, zwischen Trägern gewölbt, oben wagrecht abgeglichen	420 bis 500 „
Betondecke über Belagisen, Wellblech oder Buckelplatten	250 bis 350 „

Für besonders schwer belastete Decken, wie solche für Speicher, Kellereien, Lager Räume usw. oft vorkommen, müssen die Deckengewichte nach den erforderlichen Abmessungen ermittelt werden.

Die Nutzlasten oder zufälligen Lasten können je nach dem Zweck der Konstruktionen verschieden sein. Für Deckenträger und Unterzüge kommen hauptsächlich Menschengedränge, Belastung durch Möbel, zu lagernde und aufzustapelnde Stoffe usw. in Betracht. Sind die Nutzlasten von vornherein nicht gegeben, so müssen sie aus den näheren Angaben über die Art der Belastung ermittelt werden. Als mittlere Werte für Nutzlasten von Zwischendecken können folgende Angaben zugrunde gelegt werden:

Nutzlast für Wohn- und kleine Dienstgebäude	250 kg/qm
„ „ größere Geschäftsgebäude	400 kg/qm
„ „ Versammlungssäle	400 bis 450 kg/qm
„ „ Decken unter Durchfahrten oder befahrbaren Höfen	800 kg/qm
(eventl. sind auch größere Einzellasten für Raddrücke usw. zu berücksichtigen).	
Nutzlast für Treppen	400 bis 500 kg/qm
Menschengedränge	400 bis 500 kg/qm
Heu und Stroh	100 kg/cbm
Leichtere Frucht (Hafer u. kleine Gerste)	450 bis 500 kg/cbm
Schwerere Frucht (Große Gerste, Roggen, Weizen)	650 bis 750 kg/cbm
Erbsen, Bohnen, Linsen	850 kg/cbm
Mehl	700 kg/cbm
Kartoffel, Zucker	700 bzw. 750 kg/cbm
Torf, Braunkohlen	600 bzw. 650 kg/cbm
Steinkohlen	900 kg/cbm
Koks	450 kg/cbm
Sind die angeführten Stoffe in Säcke gefüllt, so ist das 0,8 fache der gegebenen Werte zu wählen.	
Aktengerüste und Bücherschränke	500 bis 600 kg/cbm.

Eventuell nötige weitere Angaben können aus den betreffenden Handbüchern entnommen werden.

Das Eigengewicht der Träger selbst ist von vornherein nicht bekannt; es muß deshalb für die Berechnung vorläufig geschätzt, in die Belastung mit eingerechnet und nach der Dimensionierung nachgeprüft bzw. korrigiert werden. Oft genügt es auch, das Trägergewicht bei der Dimensionierung ganz zu vernachlässigen und die geringe Vergrößerung der Spannung durch das Trägergewicht nachträglich nachzuweisen, da der verhältnismäßig geringe Einfluß des Trägergewichts von untergeordneter Bedeutung ist.

3. Auflagerdrücke und innere Kräfte. Nachdem die äußeren Belastungen der Träger bestimmt sind, kann zu der Berechnung der Auflagerdrücke und dann zur Ermittlung der inneren Kräfte übergegangen werden. Die Auflagerkräfte stehen mit den Belastungen im Gleichgewicht und sind demgemäß mit Hilfe der hierdurch gegebenen Bedingung zu ermitteln. Für ebene Konstruktionen lauten die Gleichgewichtsbedingungen:

1. Die Summe aller Vertikalkräfte bzw. aller Vertikalkomponenten der Kräfte ist $= 0$; $\Sigma V = 0$.
2. Die Summe aller Horizontalkräfte bzw. aller Horizontalkomponenten der Kräfte ist ebenfalls $= 0$; $\Sigma H = 0$.
3. Die Summe aller Momente sämtlicher Kräfte bezogen auf einen beliebigen Drehpunkt ist gleichfalls $= 0$; $\Sigma M = 0$.

Aus diesen 3 Bedingungen lassen sich die Auflagerkräfte immer bestimmen, wenn die Anzahl der Auflagerunbekannten nicht mehr als drei ist. Doch dürfen auch nicht weniger als 3 Unbekannte vorhanden sein, da in diesem Falle der Träger labil gelagert ist; d. h. es können Belastungsfälle vorkommen, für welche ein Gleichgewicht nicht möglich ist, also die Kräfte nicht aufgenommen werden können. Im allgemeinen erhält deshalb ein Träger eine solche Lagerung, daß 3 Auflagerunbekannte vorhanden sind; der Träger ist dann statisch bestimmt. Eine solche statisch bestimmte Lagerung liegt z. B. vor, wenn ein Träger durch ein festes Auflager (mit 2 Unbekannten) und ein bewegliches Auflager (mit einer Unbekannten) gestützt ist (Abb. 364).

Das feste Auflager hat den Zweck, bei allgemeiner Belastung mit horizontalen und vertikalen bzw. schrägen Kräften neben der auf es entfallenden lotrechten Kraft noch die Resultierende der Horizontalkomponenten aufzunehmen, während das lose Auflager nur eine Kraft senkrecht zu seiner Bewegungsrichtung übertragen kann. Sind alle äußeren Kräfte lotrecht, so erhalten die beiden Auflager nur senkrechte Belastungen. Das bewegliche Auflager dient noch gleichzeitig dazu die durch die Temperaturschwankungen bedingten Längenänderungen der Träger zuzulassen.

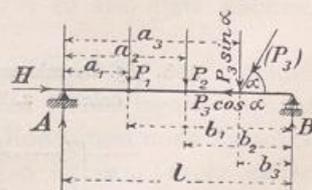
Die rechnerische Ermittlung der Auflagerunbekannten mit Hilfe der 3 Gleichgewichtsbedingungen sei nachstehend an einigen Beispielen vorgeführt: So ergeben sich z. B. für den allgemeinen Belastungsfall nach Abb. 364 die 3 Gleichungen:

$$1. \text{ Aus } \Sigma H = 0: H - P_3 \cdot \cos \alpha = 0 \\ H = P_3 \cdot \cos \alpha.$$

$$2. \text{ Aus } \Sigma M = 0: \text{ für Drehpunkt in } A:$$

$$P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2 + P_3 \cdot \sin \alpha \cdot a_3 - B \cdot l = 0 \\ B = \frac{P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2 + P_3 \cdot \sin \alpha \cdot a_3}{l}.$$

Abb. 364. Berechnung der Auflagerdrücke. I. Beispiel.



3. Aus $\Sigma V = 0$:

$$A + B - P_1 - P_2 - P_3 \cdot \sin \alpha = 0$$

$$A + \frac{P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2 + P_3 \cdot \sin \alpha \cdot a_3}{l} - P_1 - P_2 - P_3 \cdot \sin \alpha = 0$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{P_1(l - a_1) + P_2 \cdot (l - a_2) + P_3 \cdot \sin \alpha \cdot (l - a_3)}{l} \\ &= \frac{P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2 + P_3 \cdot \sin \alpha \cdot b_3}{l} \end{aligned}$$

An Stelle der 3 Gleichungen $\Sigma V = 0$, $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ kann auch die Momentengleichung zweimal f ur verschiedene Drehpunkte und noch eine von den Gleichungen $\Sigma H = 0$, $\Sigma V = 0$ angewendet werden. So ergibt sich z. B. die letzte Gleichung f ur den Auflagerdruck A direkt aus der Momentengleichung f ur den Drehpunkt B . Mitunter ist es auch vorteilhaft, dreimal die Momentengleichung f ur drei verschiedene Drehpunkte zu benutzen. In der Regel empfiehlt es sich, die lotrechten Auflagerdr ucke A und B mit Hilfe der Momentengleichungen f ur B bzw. A und die Horizontalkomponente H des festen Auflagers nach $\Sigma H = 0$ zu bestimmen. Mit Hilfe von $\Sigma V = 0$ kann man die so gefundenen Werte von A und B kontrollieren.

Wenn alle äußeren Belastungen lotrecht sind, hat auch das feste Auflager nur eine senkrechte Kraft aufzunehmen. Eine solche Belastungsweise spielt bei den Balkentr ager des Hochbaues — Dachstuhlkonstruktionen und besondere F alle ausgenommen — fast durchweg die Hauptrolle. Man hat hierbei also nur die lotrechten Auflagerdr ucke A und B zu bestimmen, was wiederum am zweckm aigsten mit den Gleichungen $\Sigma M = 0$ f ur Drehpunkt B bzw. f ur Drehpunkt A geschieht. Zur Kontrolle muß $A + B =$ der Summe der äußeren Belastungen sein.

Beispiel (Abb. 365): Aus $\Sigma M = 0$ f ur Drehpunkt B folgt: $A = \frac{P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2}{l}$,

aus $\Sigma M = 0$ f ur Drehpunkt A : $B = \frac{P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2}{l}$.

$$\begin{aligned} \text{Kontrolle: } A + B &= \frac{P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2 + P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2}{l} = \frac{P_1 \cdot (a_1 + b_1) + P_2 \cdot (a_2 + b_2)}{l} \\ &= \frac{P_1 \cdot l + P_2 \cdot l}{l} = P_1 + P_2. \end{aligned}$$

Abb. 365. Berechnung der Auflagerdr ucke. 2. Beispiel.

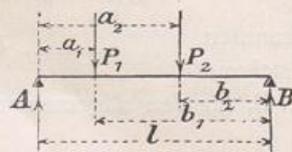
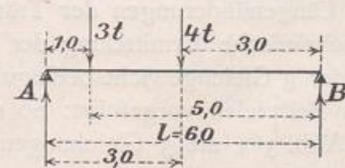


Abb. 366. Berechnung der Auflagerdr ucke. Zahlenbeispiel.



$$\text{Zahlenbeispiel (Abb. 366): } A = \frac{3 \cdot 5,0 + 4 \cdot 3,0}{6,0} = \frac{15 + 12}{6,0} = \frac{27}{6} = 4,5 \text{ t,}$$

$$B = \frac{3 \cdot 1,0 + 4 \cdot 3,0}{6,0} = \frac{3 + 12}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ t.}$$

$$\text{Kontrolle: } A + B = 4,5 + 2,5 = 7 \text{ t u. } P_1 + P_2 = 3 + 4 = 7 \text{ t.}$$

Bei symmetrischer Belastung sind die beiden Auflagerdrücke ebenfalls symmetrisch, also einander gleich. So ist z. B. bei einer Einzellast P in der Mitte des Trägers $A = B = \frac{P}{2}$ und bei einer über die ganze Trägerlänge gleichmäßig verteilten Belastung für das lfd. Meter $A = B = p \cdot \frac{l}{2}$.

Die Auflager von Trägern, die nur lotrechte Lasten aufzunehmen haben, werden in kleineren Verhältnissen wie bei Deckenträgern, Unterzügen usw. meist gleichartig ausgebildet, d. h. es wird kein Unterschied zwischen dem festen und dem beweglichen Auflager gemacht. Die Träger werden dann gewöhnlich auf die Auflagersteine direkt oder unter Benutzung einer besonderen Auflagerplatte aufgelegt und meist eingemauert. Auf die Längenänderungen durch Temperaturschwankungen braucht hierbei in der Regel keine Rücksicht genommen zu werden, da diese bei solchen kleinen Verhältnissen eine untergeordnete Rolle spielen. Bei Trägern von größeren Spannweiten, die höheren Temperaturschwankungen ausgesetzt sind, ist mit Rücksicht auf die hierdurch bedingten bedeutenderen Längenänderungen auf eine sachgemäße Lagerausbildung Wert zu legen (siehe Lager der Balkenträger).

Konsol- oder Kragträger werden diejenigen Träger genannt, die nur an einem Ende gelagert sind; damit Gleichgewicht möglich ist und die äußeren Kräfte getragen werden können, muß mit der Lagerung eine Einspannung verbunden sein. Die Einspannungsstelle vertritt dann drei Unbekannte, eine senkrechte und wagerechte Komponente der Auflagerreaktion sowie das Einspannungsmoment; der Träger ist also statisch bestimmt. Die drei Auflagerunbekannten V , H und M können mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = 0$, $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ bestimmt werden. So ist z. B. für Abb. 367:

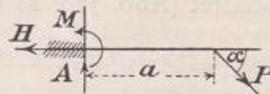
$$\begin{aligned} A - P \cdot \sin \alpha &= 0, & A &= P \cdot \sin \alpha, \\ H - P \cdot \cos \alpha &= 0, & H &= P \cdot \cos \alpha, \\ M - P \cdot \sin \alpha \cdot a &= 0, & M &= P \cdot \sin \alpha \cdot a. \end{aligned}$$

Wenn die Belastungen sämtlich wieder lotrecht sind, so wird $H = 0$.

Wird bei einem, an dem einen Ende eingespannten Träger das andere Ende noch unterstützt (siehe die Zusammenstellung S. 386), so hat der Träger eine Unbekannte mehr als Gleichungen durch das Gleichgewicht gegeben sind; er ist also einfach statisch unbestimmt.

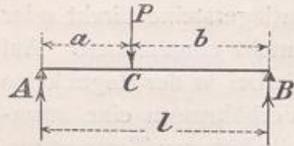
Im Hochbau kommen ferner sehr oft Träger zur Verwendung, die über mehrere Stützen hinweglaufen, z. B. wenn Deckenträger zwischen ihren Endauflagern noch auf einem oder mehreren Unterzügen aufliegen und so außer den Endstützen noch Zwischenstützen erhalten haben. Ist ein Zwischenlager vorhanden, so ist der Träger einfach statisch unbestimmt, bei zwei oder mehr Zwischenauflagern zwei- bzw. mehrfach statisch unbestimmt. In der Regel haben solche Träger (kontinuierliche Träger) des Hochbaues nur lotrechte Lasten zu tragen, und es wird fast durchweg auf eine besondere Ausbildung der Lager als bewegliche oder feste Lager keine besondere Rücksicht genommen. Ist bei größeren, über mehrere Auflager hinweglaufende Träger Wert auf die statische Bestimmtheit zu legen, so kann diese durch Einfügen von Gelenken erreicht werden. Solche Gelenkträger werden auch als GERBERSche Träger bezeichnet, doch möge auf diese hier nicht näher eingegangen werden. Die für die verschiedenen Trägerarten und die im Hochbau häufig vorkommenden Belastungsfälle auftretenden Auflagerdrücke sind aus der später folgenden Zusammenstellung ersichtlich.

Abb. 367. Konsol oder Kragträger.



Nachdem die Auflagerdr ucke der Tr ager ermittelt sind, kann zur Bestimmung der inneren Kr afte übergegangen werden. Als innere Kr afte treten bei den vollwandigen Tr agern Biegemomente, Querkr afte und Schubkr afte auf. Die Dimensionierung der Tr ager hat in erster Linie nach den Biegemomenten zu erfolgen. Wegen der Berechnung auf Biegung wird auf § 10, 3 verwiesen. Man hat hiernach f ur die jeweils vorliegenden Tr ager die ung unstigsten Biegemomente zu bestimmen und diese den Spannungsberechnungen bzw. der Dimensionierung zugrunde zu legen. Derjenige Querschnitt, bei dem das gr o te Biegemoment bei der ung unstigsten Belastungsweise auftritt, wird als gef ahrlichster Querschnitt bezeichnet. Bei einer Belastung durch Einzellasten liegt dieser immer in dem Angriffspunkt einer dieser Lasten; so ist z. B. f ur Abb. 368 das Moment f ur den gef ahrlichsten Querschnitt C: $M_C = A \cdot a = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$.

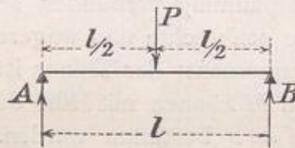
Abb. 368. Tr ager mit einer Einzellast.



$$M_C = A \cdot a = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$$

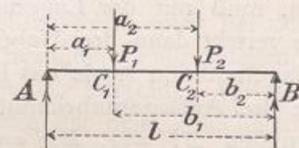
Das gr o te Moment f ur einen Balken auf zwei St utzen durch eine Einzellast P tritt auf f ur den Querschnitt in der Mitte, wenn die Last in diesem Querschnitt

Abb. 369. Ung unstigste Laststellung f ur Tr ager mit Einzellast.



liegt, und ist $M_{\text{mitte}} = A \cdot \frac{l}{2} = \frac{P \cdot l}{4}$ (Abb. 369). Ist der Tr ager durch zwei Einzellasten belastet (Abb. 370) so ist:

Abb. 370. Tr ager mit zwei Einzellasten.



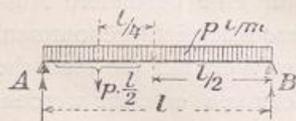
$$M_{C_1} = A \cdot a_1 = \frac{(P_1 \cdot b_1 + P_2 \cdot b_2)}{l} \cdot a_1 \quad \text{und} \quad M_{C_2} = B \cdot b_2 = \frac{(P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2)}{l} \cdot b_2.$$

Der gr o ere dieser beiden Werte ist der weiteren Berechnung zugrunde zu legen und zeigt den gef ahrlichen Querschnitt an.

Ganz analog ist bei mehreren Lasten zu verfahren; f ur die verschiedenen Lastpunkte sind die Momente zu ermitteln, und das gr o te Moment ist f ur die Dimensionierung maßgebend. Der gef ahrlichste Querschnitt wird also hierbei durch Vergleichsrechnung gefunden.

Wenn die Belastung gleichm a ig  uber die ganze Tr agerl ange verteilt ist (kontinuierliche Belastung), so tritt das gr o te Moment in der Mitte des Balkens auf. Ist diese kontinuierliche Last = p t/m und die St utzweite des Tr agers = l in m, so ist dieses Moment (nach Abb. 371)

Abb. 371. Tr ager mit gleichm a ig verteilter Belastung.



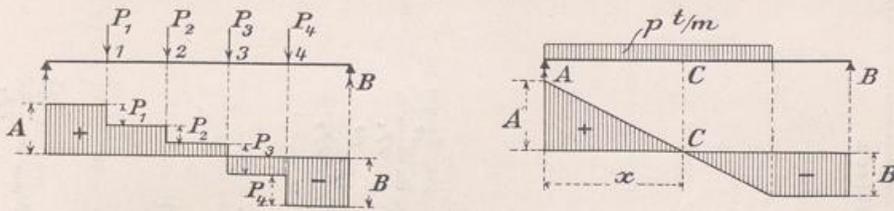
$$M_{\text{mitte}} = \frac{A \cdot l}{2} - \frac{p \cdot l \cdot \frac{l}{2}}{2} = \frac{p \cdot l \cdot l}{2 \cdot 2} - \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

Allgemein l a t sich der Querschnitt, f ur den bei einer vorliegenden Belastung das gr o te Moment auftritt, leicht mit Hilfe der Querkraft ermitteln. Unter der Querkraft eines Querschnitts versteht man die Summe der Kr afte auf der einen Seite des betreffenden Querschnitts, wobei die auf dessen linker Seite nach oben wirkenden Kr afte positiv, die nach unten wirkenden negativ einzuf uhren sind. So ist z. B. f ur Abb. 368

die Querkraft der Querschnitte links von C : $Q = A$ und der Querschnitte rechts von C : $Q = A - P = -B$. Für Abb. 370 ist $Q_{A \text{ bis } C_1} = A$, $Q_{C_1 \text{ bis } C_2} = A - P_1$ oder $= -B + P_2$ und $Q_{C_2 \text{ bis } z} = -B$. Nach Abb. 371 ist die Querkraft des Querschnitts in der Mitte: $Q_{\text{mitte}} = A - p \cdot \frac{l}{2} = 0$.

Die Querkraft kann als Merkmal für den gefährlichsten Querschnitt (größtes Biegemoment) Verwendung finden insofern, daß das größte Biegemoment für denjenigen Querschnitt auftritt, für den die Querkraft $= 0$ ist, bzw. von positiv in negativ übergeht. Sind z. B. für die in den Abb. 372 u. 373 dargestellten Belastungsfälle die Querkraften der verschiedenen Querschnitte durch die Ordinaten der gezeichneten Diagramme gegeben,

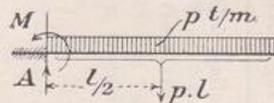
Abb. 372 u. 373. Bestimmung des gefährlichsten Querschnitts.



so stellen die Querschnitte 3 bzw. C die gefährlichsten Querschnitte dar, da für Querschnitt 3 die positive Querkraft in die negative übergeht ($A - P_1 - P_2$ positiv, $A - P_1 - P_2 - P_3$ negativ) und für Querschnitt C die Querkraft $A - p \cdot x = 0$ ist. Dieses einfache Mittel zur Bestimmung des gefährlichsten Querschnitts ist bei der später folgenden Zusammenstellung entsprechend verwendet worden.

Bei den Konsolträgern mit freiem Ende liegt der gefährlichste Querschnitt in der Einspannungsstelle; das Moment an dieser Stelle beträgt bei gleichmäßig verteilter Belastung $p \text{ t/m}$ (Abb. 374): $M = p \cdot l \cdot \frac{l}{2} = p \cdot \frac{l^2}{2}$. Dieses Moment ist negativ, da die konvexe Seite des gebogenen Balkens nach oben liegt, während die vorher ermittelten Momente alle positiv waren.

Abb. 374. Gefährlichster Querschnitt bei Konsolträgern.

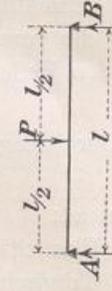
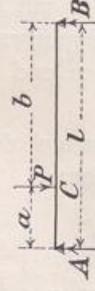
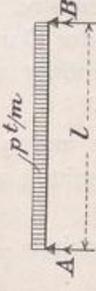
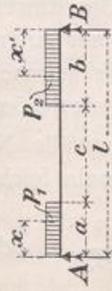


Weitere Träger und Belastungsfälle sind in der folgenden Zusammenstellung angegeben. Die Tabelle enthält für die betreffenden Beispiele die Auflagerdrücke, die Angabe des gefährlichsten Querschnitts und die Werte für die größten Momente. Die größten positiven Momente sind als M_{max} , die größten negativen als M_{min} bezeichnet. Den Angaben für die statisch unbestimmten Träger in den Nr. 16 bis 25 der Zusammenstellung sind konstante Trägerquerschnitte zu Grunde gelegt. Die Einzellasten sind immer mit P , gleichmäßig verteilte Lasten mit p bezeichnet. Von einer Angabe der Durchbiegungen für die verschiedenen Fälle wurde abgesehen, da diese seltener benötigt werden und für den Bedarfsfall aus der »Hütte« usw. entnommen werden können.

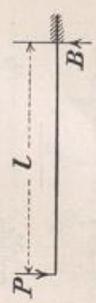
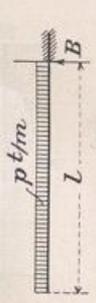
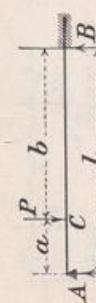
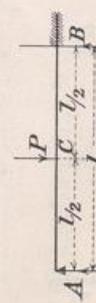
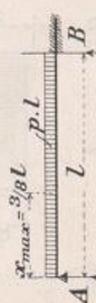
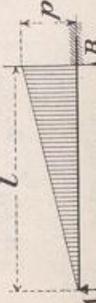
Für die wichtigsten Belastungsfälle Nr. 1 und 3 können die Durchbiegungen in Trägermitte nach folgenden Formeln leicht ermittelt werden:

$$\begin{aligned} \text{Belastungsfall Nr. 1: } f_{\text{max}} &= \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} \quad \text{oder auch} = \frac{M \cdot l^2}{12 \cdot E \cdot J} \\ \text{„ Nr. 3: } f_{\text{max}} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E \cdot J} \quad \text{„ „} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M \cdot l^2}{E \cdot J} \end{aligned} \left. \begin{array}{l} \text{Hierin ist:} \\ E = \text{Elastizitätsmodul.} \\ J = \text{Trägheitsmoment.} \\ M = \text{Moment in Trägermitte.} \end{array} \right\}$$

4. Zusammenstellung für die Auflagerdrücke und größten Momente häufig vorkommender Belastungsfälle.

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Größte Biegemomente	Gefährlichster Querschnitt
1.		$A = B = \frac{P}{2}$	$M_{\max} = \frac{P \cdot l}{4}$	in Trägermitte
2.		$A = \frac{P \cdot b}{l}, B = \frac{P \cdot a}{l}$	$M_{\max} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$	in C
3.		$A = B = \frac{p \cdot l}{2}$	$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$	in Trägermitte
4.		$A = \frac{p_1 \cdot a(2l - a) + p_2 \cdot \beta^2}{2l}$ $B = \frac{p_1 \cdot a^2 + p_2 \cdot b \cdot (2l - b)}{2l}$	Für $A < p \cdot a$: $M_{\max} = \frac{A^2}{2p_1}$ Für $B < p \cdot b$: $M_{\max} = \frac{B^2}{2p_2}$ $M_{\max} = \frac{p \cdot a^2}{2}$	wo $A = p_1 \cdot x$ also für $x = \frac{A}{p_1}$ wo $B = p_2 \cdot x'$ also für $x' = \frac{B}{p_2}$ Momente für alle Querschnitte der unbelasteten Strecke gleich
5.		$A = \frac{p \cdot c(2b + c)}{2l}$ $B = \frac{p \cdot c(2a + c)}{2l}$	$M_{\max} = A \left(a + \frac{A}{2p} \right)$	wo $A = p \cdot x$ also für $x = \frac{A}{p}$
6.		$A = \frac{p_1 \cdot a(2l - a) + p_2 \cdot \beta^2}{2l}$ $B = \frac{p_1 \cdot a^2 + p_2 \cdot b(2l - b)}{2l}$	Wenn $A < p_1 \cdot a$: $M_{\max} = \frac{A^2}{2p_1}$ Wenn $B < p_2 \cdot b$: $M_{\max} = \frac{B^2}{2p_2}$	im Abstand $x = \frac{A}{p_1}$, wo $A = p_1 \cdot x$ im Abstand $x' = \frac{B}{p_2}$, wo $B = p_2 \cdot x'$

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Größte Biegemomente	Gefährlichster Querschnitt
7.		$A = \frac{P \cdot b}{l} + \frac{p \cdot l}{2}$ $B = \frac{P \cdot a}{l} + \frac{p \cdot l}{2}$ $A = \frac{p \cdot l}{6}$ $B = \frac{p \cdot l}{3}$	<p>Wenn $\frac{P}{p \cdot l} < \frac{b-a}{2a}$; $M_{\max} = \frac{B^2}{2p}$</p> <p>Wenn $\frac{P}{p \cdot l} > \frac{b-a}{2a}$; $M_{\max} = \left(P + \frac{p \cdot l}{2}\right) \frac{a \cdot b}{l}$</p> $M_{\max} = \frac{\sqrt{3}}{27} \cdot \frac{p \cdot l}{2} = 0,128 \frac{p \cdot l}{2}$	<p>von B im Abstand $x' = \frac{B}{p}$</p> <p>$x'' = b$</p> <p>$\Delta_{\max} = \frac{l}{\sqrt{3}} = 0,577 l$</p>
8.				
9.		<p>b) Freiaufliegende Träger mit überkragenden Enden.</p> $A = \frac{P_1(l+c_1) - P_2 \cdot c_2}{l}$ $B = \frac{P_2(l+c_2) - P_1 \cdot c_1}{l}$ $A = P$ $B = P$	$M_{\min} = -P_1 \cdot c_1 \text{ oder } -P_2 \cdot c_2 \text{ jenachdem welcher Wert größer ist}$ $M_{\min} = -P \cdot c$	<p>in A bzw. B</p> <p>für alle Querschnitte zwischen A und B konstant</p>
10.		$A = B = p \cdot c$	$M_{\min} = -\frac{p \cdot c^2}{2}$	<p>für alle Querschnitte zwischen A und B konstant</p>
11.		$A = B = p \left(\frac{l}{2} + c\right)$ <p>Das größte positive Moment tritt auf, wenn nur die Strecke AB belastet:</p> $A = \frac{p \cdot c_1(2l + c_1) - p_2 \cdot c_2^2}{2l}$ $B = \frac{p_2 \cdot c_2(2l + c_2) - p_1 \cdot c_1^2}{2l}$	$M_{\min} = -\frac{p \cdot c^2}{2}$ $M_{\text{Mitte}} = +\frac{p \cdot l^2}{8} - \frac{p \cdot c^2}{2}$ $M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8}$	<p>in A und B</p> <p>in Mitte</p>
12.			$M_{\min} = -\frac{p \cdot c_1^2}{2} \text{ oder } -\frac{p_2 \cdot c_2^2}{2}$	<p>in A bzw. in B</p>

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Gr�o�te Biegemomente	Gef�ahrlichster Querschnitt
13.		c) Konsolträger, an einem Ende eingespannt, am andern frei. $B = P$	$M_{\min} = -P \cdot l$	in B
14.		$B = p \cdot l$	$M_{\min} = -\frac{p \cdot l^2}{2}$	in B
15.		$B = \frac{p \cdot l}{2}$	$M_{\min} = -\frac{p \cdot l^2}{6}$	in B
d) Konsolträger mit Endstütze, an einem Ende eingespannt, am andern frei aufliegend.				
16.		$A = \frac{P \cdot b^2 (3a + 2b)}{2l^3}$ $B = \frac{P \cdot a (2a^2 + 6a \cdot b + 3b^2)}{2l^3}$	$M_{\max} = A \cdot a = \frac{P \cdot b^2 \cdot a (3a + 2b)}{2l^3}$ $M_{\min} = A \cdot l - P \cdot b = -\frac{P \cdot a \cdot b (2a + b)}{2l^2}$	in C bzw. in B
17.		$A = \frac{5}{16} \cdot P$ $B = \frac{11}{16} \cdot P$	$M_{\max} = \frac{5}{32} P \cdot l$ (in C) $M_{\min} = -\frac{6}{32} P \cdot l = -\frac{3}{16} P \cdot l$ (in B)	in B
18.		$A = \frac{3}{8} p \cdot l$ $B = \frac{5}{8} p \cdot l$	$M_{\max} = \frac{9}{128} p \cdot l^2$ (in $\frac{3}{8} l$ von A) $M_{\min} = -\frac{16}{128} p \cdot l^2 = -\frac{p \cdot l^2}{8}$ (in B)	in B
19.		$A = \frac{p \cdot l}{10}$ $B = \frac{4p \cdot l}{10} = \frac{2}{5} p \cdot l$	$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{75} \sqrt{5}$, in $\frac{l}{5} \sqrt{5}$ von A $M_{\min} = -\frac{p \cdot l^2}{15}$	in B

Nr.	Belastungsfall	Auflagerdrücke	Größte Biegemomente	Gefährlichster Querschnitt
20.		$A = \frac{P(3a+b) \cdot b^2}{l^3}$ $B = \frac{P \cdot (a+3b) \cdot a^2}{l^3}$	$M_A = -\frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2}$ $M_B = -\frac{P \cdot a^2 \cdot b}{l^2}$ $M_{\max} = A \cdot a - M_A$; (in C)	in A, wenn $a < b$ in B, wenn $b < a$
21.		$A = B = \frac{P}{2}$	$M_A = M_B = -\frac{P \cdot l}{8} = M_{\min}$ $M_{\max} = +\frac{P \cdot l}{8}$ (in C)	in A, B und C zugleich
22.		$A = B = \frac{p \cdot l}{2}$	$M_{\min} = -\frac{p \cdot l^2}{12}$ $M_{\max} = +\frac{p \cdot l^2}{24}$ (in Mitte)	in A und B
23.		$A = \frac{3}{20} \cdot p \cdot l$ $B = \frac{7}{20} \cdot p \cdot l$	$M_A = -\frac{p \cdot l^2}{30}$ $M_{\min} = -\frac{p \cdot l^2}{20}$ (in B) $M_{\max} = \text{rd. } \frac{1}{47} p \cdot l^2$ (im Abstand $x = l \cdot \sqrt{0,3}$)	in B
24.		$A = C = 0,375 p \cdot l$ $B = 1,25 p \cdot l$	$M_C = M_{\min} = -0,125 p \cdot l^2 \left(= -\frac{p \cdot l^2}{8} \right)$ $M_{\max} = 0,0703 p \cdot l^2$ (im Abstand 0,375 l von A u. B)	in C
25.		$A = \frac{p_1 \cdot l_1}{2} - \frac{p_1 \cdot l_1^3}{8 l_1 (l_1 + l_2)} + \frac{p_2 \cdot l_2^3}{8 l_2 (l_1 + l_2)}$ $B = \frac{p_2 \cdot l_2}{2} - \frac{p_1 \cdot l_1^3}{8 l_2 (l_1 + l_2)} + \frac{p_2 \cdot l_2^3}{8 l_1 (l_1 + l_2)}$ $C = \frac{p_1 \cdot l_1}{2} + \frac{p_2 \cdot l_2}{2} - \frac{p_1 \cdot l_1^3 + p_2 \cdot l_2^3}{8 l_1 \cdot l_2}$	$M_{\min} = M_C = -\frac{p_1 \cdot l_1^3 + p_2 \cdot l_2^3}{8 (l_1 + l_2)}$ $M_{1, \max} = \frac{A^2}{2 p_1}$ (im Abstand $x = \frac{A}{p_1}$ von A) $M_{2, \max} = \frac{B^2}{2 p_2}$ (im Abstand $x' = \frac{B}{p_2}$ von B)	in C

f) Balken auf 3 Stützen.

g) Träger auf mehreren Stützen (kontinuierliche oder durchlaufende Träger).

In folgender Tabelle sind die Stützendrücke T_0 , T_1 usw. und die Stützenmomente M_1 , $M_2 \dots$, sowie die gr o ten positiven Momente $M_{1 \max}$, $M_{2 \max}$, in den einzelnen Feldern für eine gleichm o ig über den ganzen Träger verteilte Last p bei gleichen St tzenabst nden l und konstantem Trägerquerschnitt enthalten.

Werte	Anzahl der Stützen				Einheiten
	3	4	5	6	
T_0	0,3750	0,4000	0,3929	0,3947	$p \cdot l$
T_1	1,2500	1,1000	1,1428	1,1317	„
T_2	—	—	0,9286	0,9736	„
M_1	0,1250	0,1000	0,1071	0,1053	$p \cdot l^2$
M_2	—	—	0,0714	0,0789	„
$M_{1 \max}$	0,0703	0,0800	0,0772	0,0779	„
$M_{2 \max}$	—	0,0250	0,0364	0,0332	„
$M_{3 \max}$	—	—	—	0,0461	„

Nach diesen vorstehend gemachten Angaben können für die verschiedenen Belastungsfälle die zur Dimensionierung der Träger nötigen gr o ten Momente ermittelt werden. Für event. hier nicht gegebene Belastungsfälle muß auf die betreffenden Werke der Statik verwiesen werden, doch wird man mit den hier gegebenen Fällen im Hochbau fast immer auskommen.

§ 24. Dimensionierung und konstruktive Ausbildung der einfachen Balkenträger.

1. Allgemeines. Die Dimensionierung der Träger hat in der Hauptsache nach dem gr o ten Biegemoment zu erfolgen, das für die verschiedenen Belastungsfälle nach § 23 bestimmt werden kann. Für kleine Verhältnisse, wie diese im Hochbau am häufigsten vorkommen, genügen meist Träger aus Walzprofilen (C-, Z- I-Eisen), während für die gr o eren Spannweiten bzw. schwereren Lasten mitunter genietetete Blechträger zur Verwendung kommen müssen. Aus dem ungünstigsten Biegemoment M ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment W nach der Formel $W = \frac{M}{k}$, wo $k =$ zulässige Beanspruchung des Materials. Diesem Widerstandsmoment entsprechend ist das Trägerprofil zu wählen.

Auf die Dimensionierung kann ferner noch die Querkraft und die zulässige gr o te Durchbiegung von Einfluß sein. Die Querkraft spielt infolge der von ihrer Gr o e abhängigen horizontalen Schubspannungen eine Rolle hinsichtlich der Stegst rken und bei genieteteten Blechträgern auch hinsichtlich der Vernietung der Gurtungen; doch ist eine Rechnung in diesem Sinne im allgemeinen nicht nötig, da einerseits die Stegst rken der Walzprofile reichlich stark genug sind, andererseits die üblichen Konstruktionsweisen der Blechträger in dieser Hinsicht fast immer genügen.

Die Durchbiegung soll im Hochbau bei Walzträgern in der Regel nicht mehr als $\frac{1}{500}$ bis $\frac{1}{600}$ und bei Blechträgern nicht mehr als $\frac{1}{800}$ bis $\frac{1}{1000}$ der Stützweite betragen. In der Regel ist diese Bedingung erfüllt, wenn je nach Belastungsart die Höhe der Walzprofile $\frac{1}{18}$ bis $\frac{1}{24}$, bei Blechträgern $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15}$ der Stützweite beträgt. Im übrigen soll auf die Untersuchung hinsichtlich der Durchbiegung hier nicht näher eingegangen werden, sondern es möge der Hinweis auf das auf S. 383 unten gesagte sowie die »H tte« und die entsprechenden Werke der Statik und Festigkeitslehre genügen.

Zur allgemeinen konstruktiven Ausbildung der Träger sollen noch folgende Angaben dienen. In untergeordneten Fällen z. B. bei Überdeckung kleiner Maueröffnungen usw. werden vielfach alte Eisenbahnschienen verwendet, die mit Rücksicht auf ihre Billigkeit oft sehr zweckmäßig sein können, wenn deren Tragfähigkeit ausreichend ist. Von den Walzprofilen (siehe § 6, 3) dienen als Träger fast durchweg nur C-, Z- oder I-Eisen, die ohne weiteres verlegt werden können; das dem erforderlichen Widerstandsmoment entsprechende Normalprofil ist aus den Profiltabellen auszusuchen. Von besonderem Vorteil kann mitunter die Verwendung der breitflanschigen (Differdinger oder Grey-)Profile werden, die neben einer hohen Tragfähigkeit auch eine große seitliche Steifigkeit aufweisen. In besonderen Fällen kann es zweckmäßig oder sogar erforderlich sein, zwei oder mehrere Träger nebeneinander zu verlegen, z. B. wenn eine Wand von einer gewissen Stärke unterfangen werden soll, bei Ausbildung schwerer Deckenunterzüge usw. Um bei solchen Anordnungen einen konstanten Abstand der einzelnen Träger voneinander zu sichern, sind diese durch Stehbolzenverbindungen (§ 14, 1, d) oder durch gußeiserne bzw. schmiedeeiserne Rahmen in entsprechenden Abständen miteinander zu verbinden. Besonders an den Auflagerstellen und an den Übertragungspunkten größerer Lasten sind solche Querverbindungen unerlässlich (siehe Abbildungen für Kopfausbildungen von Säulen § 20 u. 21, Abb. 288, 302, 305, 346 und 347).

Die genieteten Blechträger bestehen in der Hauptsache aus dem Stehblech und den beiden Gurtungen. Die Gurtungen werden durch aufgenietete Winkeleisen gebildet, die erforderlichenfalls noch durch Deckplatten (Lamellen) verstärkt werden. Durch entsprechende Wahl der Abmessungen, Anzahl und Längen der Deckplatten können die Träger den auftretenden Biegemomenten entsprechend an den verschiedenen Stellen verschieden stark ausgebildet werden, wodurch eine viel bessere Materialausnutzung als bei konstantem Querschnitt möglich ist. In diesem Punkte sind die genieteten Träger den Trägern aus Walzeisen überlegen, da bei letzteren das für die gefährlichsten Querschnitte erforderliche Material auch für die viel weniger beanspruchten Querschnitte beibehalten werden muß. Doch gleichen die Walzträger im allgemeinen diesen Nachteil, wenn nicht vollständig, so doch nahezu, durch ihren geringeren Einheitspreis wieder aus; denn die teure Nietarbeit, die für die Blechträger erforderlich ist, fällt hier weg. Eine Verstärkung der Walzprofile durch aufgenietete Deckplatten ist meist nicht zu empfehlen, da durch deren Vernietung der Querschnitt der starken Flanschen verhältnismäßig zu sehr geschwächt wird. Es empfiehlt sich deshalb in fast allen Fällen, wo die unverstärkten Normalprofile nicht mehr genügen, genietete Blechträger zur Ausführung zu bringen.

2. Die konstruktive Ausbildung der Blechträger. Der Steg der Blechträger wird in der Regel aus einem Stehblech von 8 bis 12 mm Stärke (sehr oft 10 mm) gebildet. Zu den Gurtungen verwendet man 2 oder 4 Gurtwinkel und eventuell noch nach Bedarf je eine bis drei Deckplatten oben und unten (Abb. 375 bis 379). Für die Gurtwinkel sind mit Rücksicht auf die Vernietung keine kleineren Winkel als N.P. $6\frac{1}{2}$ zu wählen. Für größere Träger kommen mitunter sehr zweckmäßig ungleichschenklige Winkel zur Verwendung, wobei der größere Flansch wagerecht zu legen ist, um eine möglichst hohe Ausnutzung des Querschnitts zu erhalten.

Die Stärke der Gurtplatten schwankt zwischen 1,0 und 1,4 cm. Aus praktischen Gründen läßt man die Gurtplatten in der Regel mindestens 0,5 cm über die Winkelansätze überstehen; dieser Überstand schwankt gewöhnlich zwischen 0,5 und 2,0 cm. Die einzelnen Gurtplatten werden nur so weit geführt, als sie für die auftretenden Biegemomente nötig sind. Die dementsprechenden theoretischen Längen und Enden

Abb. 375 bis 379. Blechträger.



der Gurtplatten lassen sich mit Hilfe der maximalen Momentenfl achen leicht bestimmen. Ist z. B.:

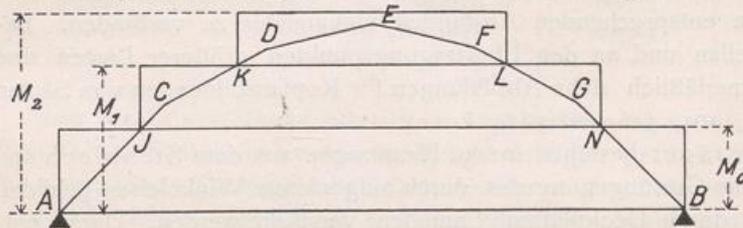
W_0 das Widerstandsmoment des Querschnitts ohne Deckplatten,

W_1 das Widerstandsmoment des Querschnitts mit je einer Gurtplatte oben und unten,

W_2 das Widerstandsmoment des Querschnitts mit je zwei Gurtplatten oben und unten,

so können diese Widerstandsmomente unter Zugrundelegung einer zulässigen Beanspruchung k die Momente $M_0 = W_0 \cdot k$, $M_1 = W_1 \cdot k$ und $M_2 = W_2 \cdot k$ aufnehmen. Trägt man diese Momentenwerte in gleichem Maßstabe mit den auftretenden gr o ten Biegemomenten auf, so ergeben sich die theoretischen Enden der einzelnen Deckplatten als die Schnittpunkte der

Abb. 380. Bestimmung der theoretischen Enden der Deckplatten.

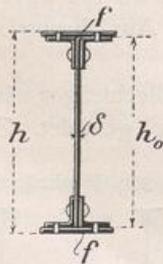


die Schnittpunkte der Geraden für M_0 und M_1 mit der maximalen Momentenkurve (Abb. 380). J und N sind die theoretischen Enden der ersten, K und L diejenigen der zweiten Deckplatte. Die erste Deck-

platte ist also theoretisch von J bis N , die zweite von K bis L zu führen. Praktisch werden die Deckplatten um so viel über die theoretischen Enden hinausgeführt, daß sie zuvor durch die ihrem Querschnitt entsprechende Nietzahl angeschlossen sind; zwei Nietreihen außerhalb der theoretischen Enden sind hierfür meist ausreichend.

Für die Wahl der erforderlichen Querschnittsform und der Abmessungen für Blechträger können die hierfür aufgestellten Tabellen benutzt werden, z. B. diejenigen von ZIMMERMANN, SCHAROWSKY u. a. Auch in der »Hütte« sind Tabellen für Blechträger gegeben, die neben den verschiedenen Widerstandsmomenten W_0 , W_1 usw. (unter Berücksichtigung der Nietschwächung) noch die Gewichte g_0 , g_1 usw. für das laufende m enthalten. Man kann aus diesen Tabellen ein dem erforderlichen Widerstandsmoment entsprechendes Querschnittsprofil unmittelbar auswählen; bei dieser Auswahl wird man hinsichtlich der Steghöhe auf ein angemessenes Verhältnis zur Stützweite Rücksicht nehmen.

Abb. 381. Angenäherte Berechnung der Querschnittsabmessungen der Blechträger.



Stehen keine Tabellen zur Verfügung, so müssen die Querschnittsabmessungen der Träger berechnet werden. Es ist das Widerstandsmoment $W = \frac{J}{h}$, wenn J das Trägheitsmoments und h die Gesamt-

höhe des Querschnitts bedeutet. Bezeichnet man die Querschnittsfläche einer jeden Gurtung mit f und nimmt man den Schwerpunktsabstand der Gurtungen ungefähr gleich der Steghöhe h_0 , so ist bei einer Stegstärke δ (Abb. 381) angenähert $J = 2 \cdot f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2 + \delta \cdot \frac{h_0^3}{12} = \frac{h_0^2}{2} \left(f + \frac{\delta \cdot h_0}{6}\right)$; da $W = \frac{M}{k} = \frac{J}{h} =$ angenähert $\frac{J}{h_0}$,

so wird $\frac{M}{k} = \frac{J}{h_0} = h_0 \cdot \left(f + \frac{\delta \cdot h_0}{6}\right)$. Hieraus folgt $f = \frac{M}{k \cdot h_0} - \frac{\delta \cdot h_0}{6}$; mit Rücksicht auf

Nietschwächung sei gerechnet mit $f = \frac{M}{k \cdot h_0} - \frac{\delta \cdot h_0}{8}$. Wenn man die Steghöhe h_0 im entsprechenden Verhältnis zur Stützweite gewählt hat, so kann man nach dieser Formel den Querschnitt f einer jeden Gurtung leicht annähernd berechnen. Diesem f entsprechend wird man jede Gurtung aus zwei passenden Winkleisen oder zwei Winkleisen mit Gurtplatten zusammensetzen und kann dann den so gefundenen Querschnitt einer genaueren Nachrechnung unterziehen. Die genaue Formel für das Trägheitsmoment eines Blechträgers nach Abb. 382 ist

$$J = \frac{\delta \cdot h_0^3}{12} + 2 \cdot \left[2 J_{\xi} + 2 \cdot F_w \cdot \left(\frac{h_0}{2} - \xi \right)^2 + \frac{b \cdot \delta_1^3}{12} + b \cdot \delta_1 \cdot \left(\frac{h_0 + \delta_1}{2} \right)^2 \right]$$

Hierin bedeutet J_{ξ} das Trägheitsmoment eines Winkleisens für dessen wagerechte Schwerachse, F_w die Querschnittsfläche eines Winkels und ξ den Schwerpunktsabstand eines Winkels von dessen horizontaler Basis. J_{ξ} , F_w und ξ sind aus den Profiltabellen für Winkleisen zu entnehmen. Der Wert $\frac{b \cdot \delta_1^3}{12}$ kann in der Regel vernachlässigt werden, besonders dann, wenn nur eine Deckplatte vorhanden ist. Von dem so gefundenen Werte J wäre noch der Einfluß der Nietlöcher abzuziehen und zwar entweder das Trägheitsmoment der wagerechten (zur Vernietung von Winkel und Stehblech) oder der senkrechten (zur Verbindung der Lamellen und Winkel). Gewöhnlich haben die senkrechten Nietlöcher den größten Einfluß, der für Abb. 382 gleich $4 \cdot f_N \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2$ ist, wenn f_N die Querschnittsschwächung für ein Niet bedeutet und der Schwerpunktsabstand der Nietschwächung von der Trägerachse = $\frac{h_0}{2}$ angenommen wird. Sind keine Deckplatten vorhanden, so müssen selbstredend die wagerechten Nieten berücksichtigt werden.

Eine andere Berechnung von J ergibt sich durch Auffassung des Querschnitts als Unterschied mehrerer Rechtecke (Abb. 383), wobei man vollständig ohne Querschnittstabellen auskommen kann. Das Trägheitsmoment für die wagerechte Schwerachse des Querschnitts ergibt sich hiernach zu

$$J = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2 \cdot b_1 \cdot \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \cdot \frac{h_3^3}{12} - 2 \cdot b_3 \cdot \frac{h_4^3}{12}$$

Hierbei ist der Abzug der lotrechten Nietlöcher schon berücksichtigt. Da in der letzten Gleichung keine Rücksicht auf die Abrundungen der Winkel genommen ist, so wird der sich hieraus ergebende Wert nicht so genau als derjenige der vorhergehenden Gleichung sein.

Wegen der weiteren Berechnung des Querschnitts hinsichtlich der erforderlichen Blechstärke des Steges und der Vernietung der Gurtungen mit Rücksicht auf die auftretenden, wagerechten Schubspannungen wird auf ESSELBORN, »Lehrbuch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Brückenbau«, bearbeitet von Geheimerat Prof. Dr. Ing. LANDSBERG, III. Aufl., Leipzig 1908, verwiesen. Es sei hier nur bemerkt, daß die praktisch gewählten Stegsterken von 0,8 bis 1,2 cm und

Abb. 382. Trägheitsmoment eines Blechträgers.

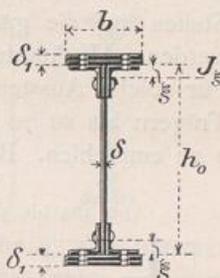
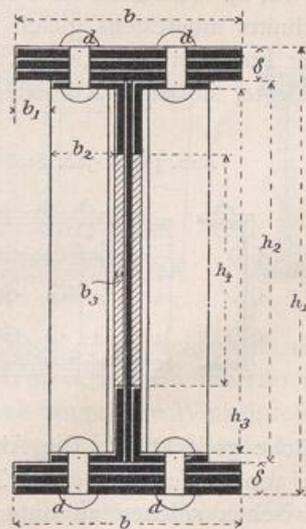


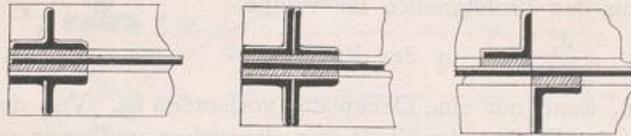
Abb. 383. Andere Berechnung des Trägheitsmomentes eines Blechträgers.



die für die Vernietung der Gurtungen üblichen Nietabst nde von $4d$ bis $6d$ den Anforderungen in dieser Hinsicht fast durchweg genügen. Bei Vorhandensein von Gurtplatten werden die zu deren Vernietung nötigen senkrechten Niete gegen die wagerechten, zur Verbindung von Winkel und Steg dienenden, versetzt.

Die Stehbleche der vernieteten Träger sind bei gr oeren Trägerhöhen gegen Ausknicken auszusteifen, besonders dann, wenn gr oere Lasten konzentriert auf die Träger wirken; z. B. bei Belastung durch große Einzellasten und besonders über den Auflagern. Solche Aussteifungen werden durch L- oder L-Eisen erreicht, die an den betreffenden Stellen auf die ganze Höhe des Steges auf einer oder auf beiden Seiten aufgenietet werden. Als Aussteifungswinkel werden gewöhnlich Profile von N.P. 6,5 bis 8 verwendet. Für solche Aussteifungen unter den Angriffspunkten konzentrierter Lasten genügt bei Trägern bis zu 70 cm Höhe in der Regel 1 Aussteifungswinkel, für höhere Träger sind 2 zu empfehlen. Bei gleichm oig verteilter Belastung von Trägern mit über 50 cm Steghöhe ordnet man solche Versteifungen in Abständen von

Abb. 384 bis 386. Aussteifungen über den Auflagern.



1,3 bis 1,5 m an. Der Nietabstand für diese Aussteifungen kann gleich $5d$ bis $7d$ gewählt werden. Besonders großer Wert ist auf die Aussteifungen

 ber den Auflagern zu legen. Es sind hier mindestens 2, mitunter auch 4 Aussteifungswinkel oder 2 L-Profile zu empfehlen (Abb. 384 bis 386).

Auch die Abb. 383 veranschaulicht die Aussteifung einer Blechtr gerwand durch 2 Winkeleisen. In all diesen dargestellten Fällen sind die Aussteifungswinkel mit Futter unterlegt, um eine Kröpfung über die Gurtwinkel zu vermeiden; diese Anordnung ist bei niedrigeren Trägern immer vorzuziehen, während bei gr oeren Stegh hen der Kröpfung nichts im Wege steht und diese in der Regel billiger ist.

3. Sto ausbildungen von Balkenträgern. Die St o e von Trägern sind nach den Regeln der Stoßanordnungen auf Biegung beanspruchter Konstruktionsteile auszubilden (§ 16, 2). Hiernach ist darauf zu achten, daß das Trägheitsmoment des stoßenden Querschnitts mindestens gleich dem Trägheitsmoment des gestoßenen ist, was in der Regel der Fall sein wird, wenn jeder einzelne Querschnittsteil jeweils durch unmittelbar aufgelegte, stoßende Konstruktionsteile wie Laschen, Winkel usw. von gleicher Querschnitts-

Abb. 387 u. 388. Stoß eines C-Eisens.

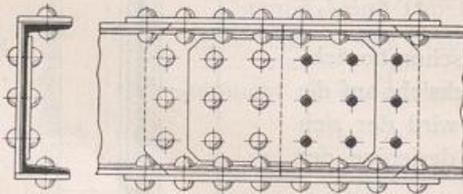
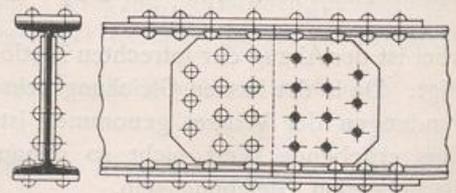


Abb. 389 u. 390. Stoß eines I-Eisens.



fläche gedeckt ist. Die Abb. 387 u. 388 stellen den Stoß eines C-Eisens, die Abb. 389 u. 390 denjenigen eines I-Eisens dar. Bei den zu stoßenden Blechträgern hat man zwischen solchen zu unterscheiden, für die nur ein Stoß des Stehbleches nötig ist und denjenigen, die vollständig gestoßen werden müssen. Die letzteren sind im Hochbau nicht sehr häufig, da die erhältlichen Längen der Gurtwinkel und Lamellen für die meisten Trägerlängen ausreichen.

Wird nur das Stehblech gestoßen, so kann die Konstruktion nach den Abb. 391 u. 392, oder nach den Abb. 393 u. 394 vorgenommen werden. Bei der ersteren Anordnung ist der Steg nur auf die freie Höhe h_1 zwischen den Gurtwinkeln durch beiderseits aufgelegte Deckbleche gestoßen. Diese Konstruktionsweise ist ausreichend, wenn das Trägheitsmoment der beiden Stoßbleche gleich demjenigen des Stehbleches ist, was zutrifft,

Abb. 391 u. 392. Stoß des Stehblechs nur auf dessen freie Höhe.

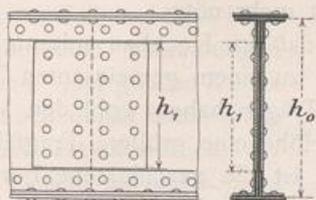
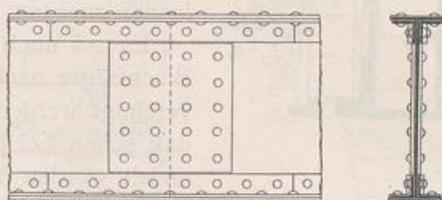


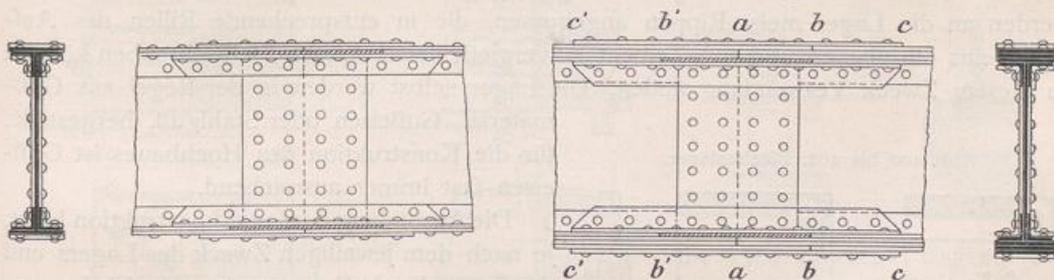
Abb. 393 u. 394. Stoß des Stehblechs auf dessen ganze Höhe.



wenn bei gleicher Stärke der Stoßbleche und des Stehblechs die Höhe h_0 des letzteren ungefähr 70 cm ist. Bei niedrigeren Trägern ist es empfehlenswert, den unter den Gurtwinkeln liegenden Teil des Stehblechs durch besondere auf die Winkel aufgelegte Flach-eisen indirekt zu stoßen (Abb. 393 u. 394); wegen der indirekten Stoßwirkung dieser Flach-eisen sind diese ungefähr doppelt so lang zu wählen als die direkten Stoßbleche, da die Kraft zunächst durch die darunterliegende Winkel-flansche aufgenommen wird und diese Winkel-flansche deshalb durch die Flach-eisen entlastet werden müssen. Die Ver-nietung der Stoßbleche mit dem Steg ist selbstredend so vorzunehmen, daß das Trägheitsmoment des Stoßquerschnitts durch die Niete übertragen werden kann. Hinsichtlich der Berechnung der Anzahl und Anordnung dieser Stoßniete sei ebenfalls auf das »Lehr-buch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Brückenbau«, verwiesen.

Sind auch die Gurtungen der Blechträger zu stoßen, so ist die Stoßausbildung so vorzunehmen, daß jeder einzelne Teil der Gurtung durch ein entsprechendes Stück von mindestens gleichem Querschnitt gedeckt wird. Die Abb. 395 bis 398 stellen gute

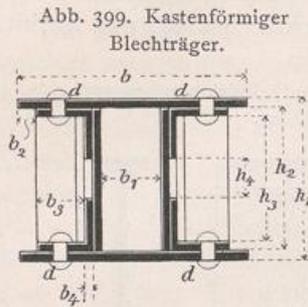
Abb. 395 bis 398. Stoß des Stehblechs und der Gurtungen.



Konstruktionen dieser Art dar. In beiden Fällen ist das Stehblech durch beiderseits aufgelegte Stoßbleche von der vollen Steghöhe gestoßen; die Winkel müssen deshalb an diesen Stoßblechen aufhören und der Stoß derselben wird durch vorgelegte Winkelprofile vermittelt. Die an Stelle der fehlenden Horizontalflansche eingelegten Futterstücke können zum Stoß der ersten Deckplatte mit Verwendung finden.

In den Abb. 395 u. 396 ist zum Stoß der Deckplatte außerdem noch eine Stoß-lamelle hinzugefügt. Bei Anordnung nach Abb. 397 u. 398 enthält jede Gurtung drei Deckplatten; die erste Platte ist durch das vorerwähnte Futterstück gestoßen, während der Stoß der zweiten Deckplatte bei a durch die darüberlaufende Deckplatte 3 gedeckt

ist. Da hierdurch die Deckplatte 3 auf die Strecke b bis b' in Anspruch genommen ist, so wird f ur deren Stoß eine Sto lasche von der Länge c bis c' n otig. Diese letzte Sto art bezeichnet man als indirekten Stoß. Wenn f ur den Stoß der Gurtungen beachtet wird, daß jeder zu stoßende Teil durch einen mindestens gleichgroßen Stoßquerschnitt gedeckt ist und wenn diese Stoßquerschnitte jederseits des Stoßes mit der ihrer Querschnittsgr o e entsprechenden Nietzahl angeschlossen sind, so wird eine weitere Berechnung der Stoßausbildung in den meisten F allen nicht mehr n otig.

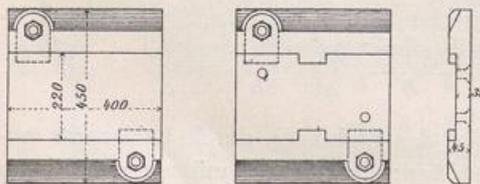


Es sei noch bemerkt, daß im Hochbau mitunter zwei Blechtr ager nach Abb. 399 zu einem gemeinsamen Tr ager vereinigt werden. Solche Tr ager haben wohl den Vorteil, daß schon bei geringerer H ohe eine gr o ere Tragf ahigkeit erzielt werden kann, doch ist die geschlossene Form des Querschnitts als nachteilig zu bezeichnen, da das Innere dieses Tr agers nach der Ausf uhrung nicht mehr zug anglich ist. Man sollte deshalb wenn m oglich, solche geschlossene, kastenf ormige Querschnitte vermeiden.

  25. Die Auflager der Balkentr ager. Die Lagerung der Balkentr ager auf besondere Auflagerkonstruktionen hat den Zweck, den Angriffspunkt der Auflagerkr afte m oglichst genau festzulegen, die Kr afte auf eine gr o ere Fl ache des Auflagersteins oder Mauerwerks zu verteilen und die durch Temperaturschwankungen auftretenden L ngen anderungen zuzulassen. Diesem letzteren Zweck dienen die beweglichen Auflager. Ferner sollen die Auflager noch die durch die Belastung eintretenden Durchbiegungen der Tr ager erm oglichen, um Kantenpressungen an der Vorderkante der Auflagerfl achen zu vermeiden.

An jeder Auflagerstelle ist unter die Tr ager eine besondere Auflagerplatte anzunieten, welche die Druckübertragung auf die Lager selbst vermittelt. Die Vernietung dieser Auflagerplatte findet fast durchweg mit versenkten Nieten statt, damit die Nietk opfe die klare Auflagerung und die Beweglichkeit des losen Auflagers nicht st oren. Zur gleichm a igen Druckübertragung werden die Lager mit einer Zementschicht untergossen. Um eine Verschiebung des Lagers gegen den Auflagerstein zu verhindern, werden an die Lager meist Rippen angegossen, die in entsprechende Rillen des Auflagersteins einzulassen und mit Zement zu vergießen sind. Auch Steinschrauben k onnen zu diesem Zweck Verwendung finden. Die Lager selbst werden in der Regel aus Gu material, Gußeisen oder Stahlguß, hergestellt; f ur die Konstruktion des Hochbaues ist Gußeisen fast immer ausreichend.

Abb. 400 bis 402. Fl achenlager.



f ur die Konstruktion des Hochbaues ist Gußeisen fast immer ausreichend.

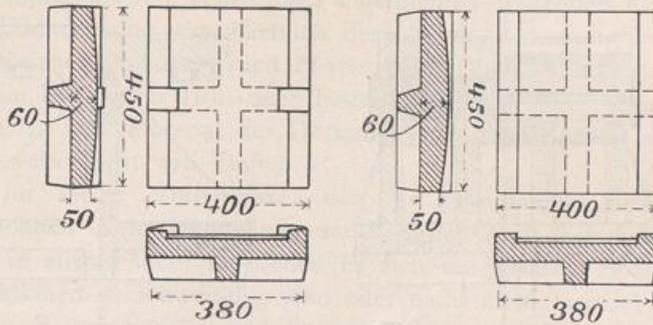
Die Ausbildung der Lagerkonstruktion kann, je nach dem jeweiligen Zweck des Lagers und der Gr o e des Auflagerdrucks, verschieden vorgenommen werden; so unterscheidet man:

1. **Fl achenlager** (Abb. 400 bis 402), die aus ebenen Platten bestehen, auf denen die Tr ager fest oder beweglich aufliegen. Diese Fl achenlager haben jedoch den Nachteil, daß die Auflagerung nicht vollkommen klar, und daß bei Durchbiegungen der Tr ager an der Vorderkante gr o ere Beanspruchungen, d. h. Kantenpressungen auftreten. Solche Lager sollten deshalb h ochstens nur f ur kleinere Verh altnisse Verwendung finden.

2. **Tangentialkipplager.** Der Nachteil der Fl achenlager wird durch Ausbildung einer konvexen (zylindrischen) Auflagerfl ache beseitigt. Solche Lager, bei denen ein den

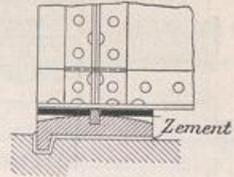
Durchbiegungen entsprechendes Kippen möglich ist, werden demgemäß als Tangentialkipplager bezeichnet. Die Abb. 403 bis 408 stellen ein solches Lager dar. Die Unverschieblichkeit am festen Auflager ist hierbei durch seitliche Vorsprünge (Zähne) erreicht, die in entsprechende Aussparungen der Trägerplatte eingreifen und so viel Spielraum haben, daß beim Kippen keine Klemmungen eintreten. Der gleiche Zweck kann auch durch einen Dorn (Coupille) erzielt werden, der mit Rücksicht auf ein Kippen oben eine konische Gestalt erhält (Abb. 409).

Abb. 403 bis 408. Tangentialkipplager.



Bei den vorerwähnten Flächen- und Tangentialkipplagern erfolgt die Beweglichkeit des losen Lagers durch das Gleiten des Trägers auf dem Lager; es ist deshalb hierbei die gleitende Reibung zu überwinden und man bezeichnet daher diese Art der beweglichen Lager als Gleitlager. Der Gleitwiderstand ist $R = \mu \cdot A$, wo A den Auflagerdruck und μ den Reibungskoeffizient der Berührungsfäche bezeichnet.

Abb. 409. Tangentialkipplager mit Dorn.



3. Rollenlager. Da der Gleitwiderstand für größere Auflagerdrücke zu groß werden kann, wendet man in vielen Fällen zur Erzielung einer leichteren Beweglichkeit Rollenlager an. Die Abb. 410 bis 413 zeigen eine Tangentialkipplagerung, bei der das bewegliche Lager mit Hilfe von Rollen konstruiert ist. Die Rollvorrichtung besteht hierbei aus 3 Rollen, die auf der sog. Grundplatte aufliegen und

Abb. 410 bis 413. Rollenlager.

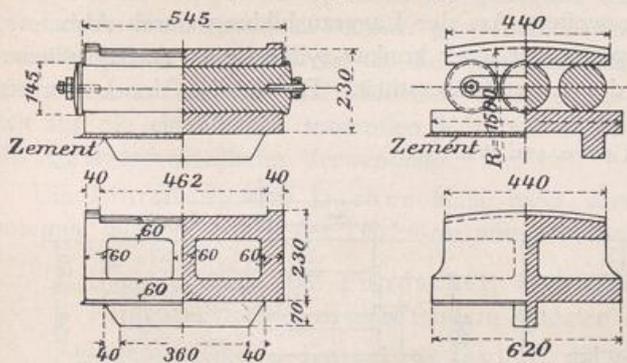
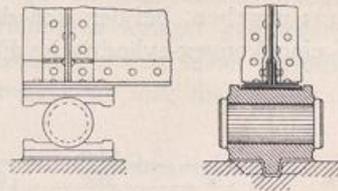


Abb. 414 u. 415. Rollenlager mit nur einer Rolle.



erhalten, um eine gleichgroße Fläche, eine gleiche Höhenlage der Auflagerquader zu ermöglichen. Sehr oft genügt auch eine Rolle zur Kraftübertragung (Abb. 414 u. 415). Eine solche Anordnung hat den Vorteil, daß eine vollkommen klare Kraftübertragung neben einer leichten Beweglichkeit gewährleistet wird. Außerdem wird hierbei eine besondere Tangentialkipplatte erspart.

die »Rollplatte« tragen. Das zugehörige feste Auflager Abb. 212 und 213 hat dieselbe Konstruktionshöhe wie das bewegliche Lager

4. Zapfenkipplager. Für große Konstruktionen des Hochbaues, wie z. B. große Dachbinder u. dergl. kommen zeitweise auch Zapfenkipplager zur Anwendung, wie

solche besonders beim Br uckenbau reichlich zu finden sind (Abb. 416 bis 419). Bei diesen Zapfenkipplagern erfolgt das Kippen um einen besonderen Kippzapfen von

Abb. 416 u. 417. Festes Zapfenkipplager.

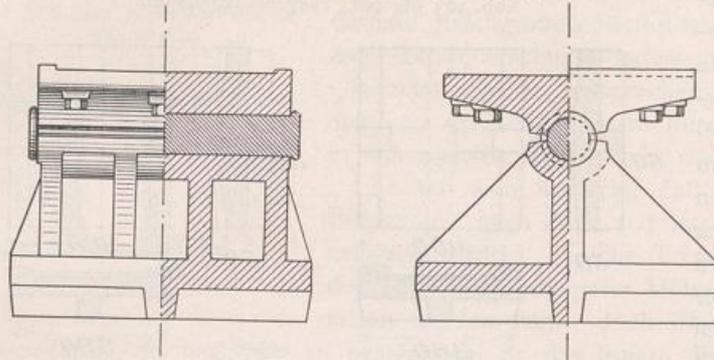
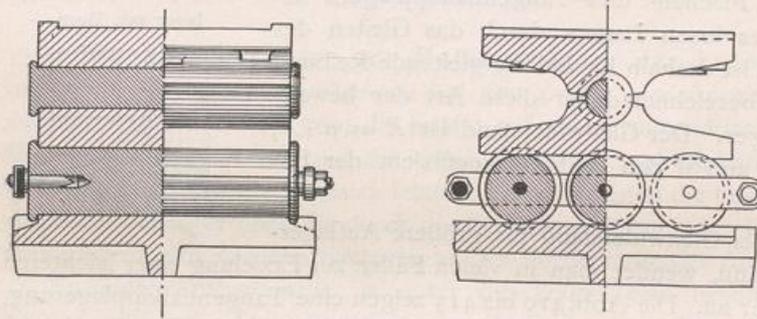


Abb. 418 u. 419. Bewegliches Zapfenkipplager.



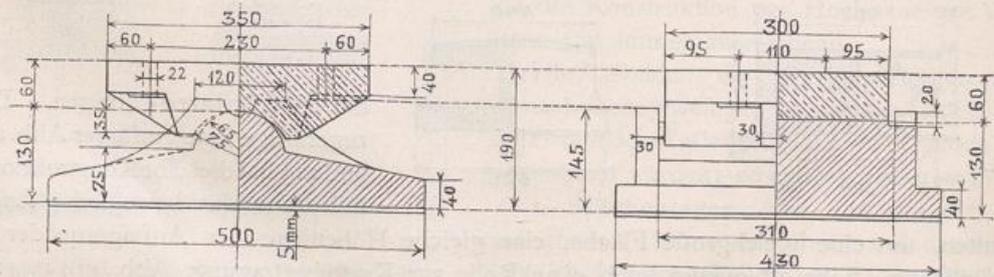
zylindrischer Form. Das feste Auflager (Abb. 416 u. 417) besteht aus dem sog. Lagerstuhl und dem oberen Teil, der Kippplatte; zwischen beiden liegt der Kippzapfen. Durch entsprechende Ausbildung des Lagerstuhls kann man die Auflagerkraft auf eine beliebig große Auflagerfläche verteilen.

Das bewegliche Auflager (Abb. 418 u. 419) besteht aus der Grundplatte, der Rollvorrichtung oder dem Walzenwagen, der Rollplatte, dem Kippbolzen oder Kippzapfen und der Kippplatte. Da diese Auflager für den Hochbau eine geringere Bedeutung

haben, soll an dieser Stelle hierauf nicht näher eingegangen werden, sondern es mag der Hinweis auf das »Lehrbuch des Tiefbaues«, Kap. VII: »Br uckenbau«, und die »H ttegen gen. Auch die Berechnung der einzelnen Lagerteile ist dort zu finden.

5. Wälzlager. Es sei noch eine weitere Art der Lagerausbildung durch Abb. 420 u. 421 gegeben, bei der sich die Kippplatte mit einer konkav-zylindrischen Auflagerfläche auf eine konvex-zylindrische Fläche des Lagerstuhls stützt. Der Radius der konkaven

Abb. 420 u. 421. Wälzlager.



Fläche ist etwas gr o er als derjenige der konvexen; beim Kippen findet also ein Abwälzen der beiden Teile aufeinander statt und man bezeichnet deshalb solche Lager als Wälzlager. Näher auf diese gr o eren Lageranordnungen einzugehen, überschreitet den Rahmen dieses Lehrbuchs.

V. Die eisernen Dachkonstruktionen.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

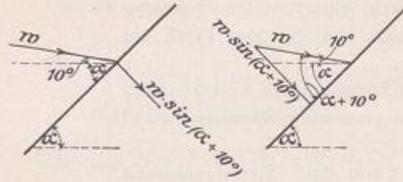
Als zufällige Lasten können bei Dachkonstruktionen Schneelast und Winddruck auftreten; werden diese bei der Berechnung berücksichtigt, so kann eine Belastung durch Arbeiter außer acht gelassen werden. Für die Schneelast sind 75 kg für das qm Dachgrundfläche einzuführen; auf die Möglichkeit einer einseitigen,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

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

¹³⁾ Entnommen aus der »Hütte«.

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

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



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

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

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

§ 28. Die eisernen Dachbinder.

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

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

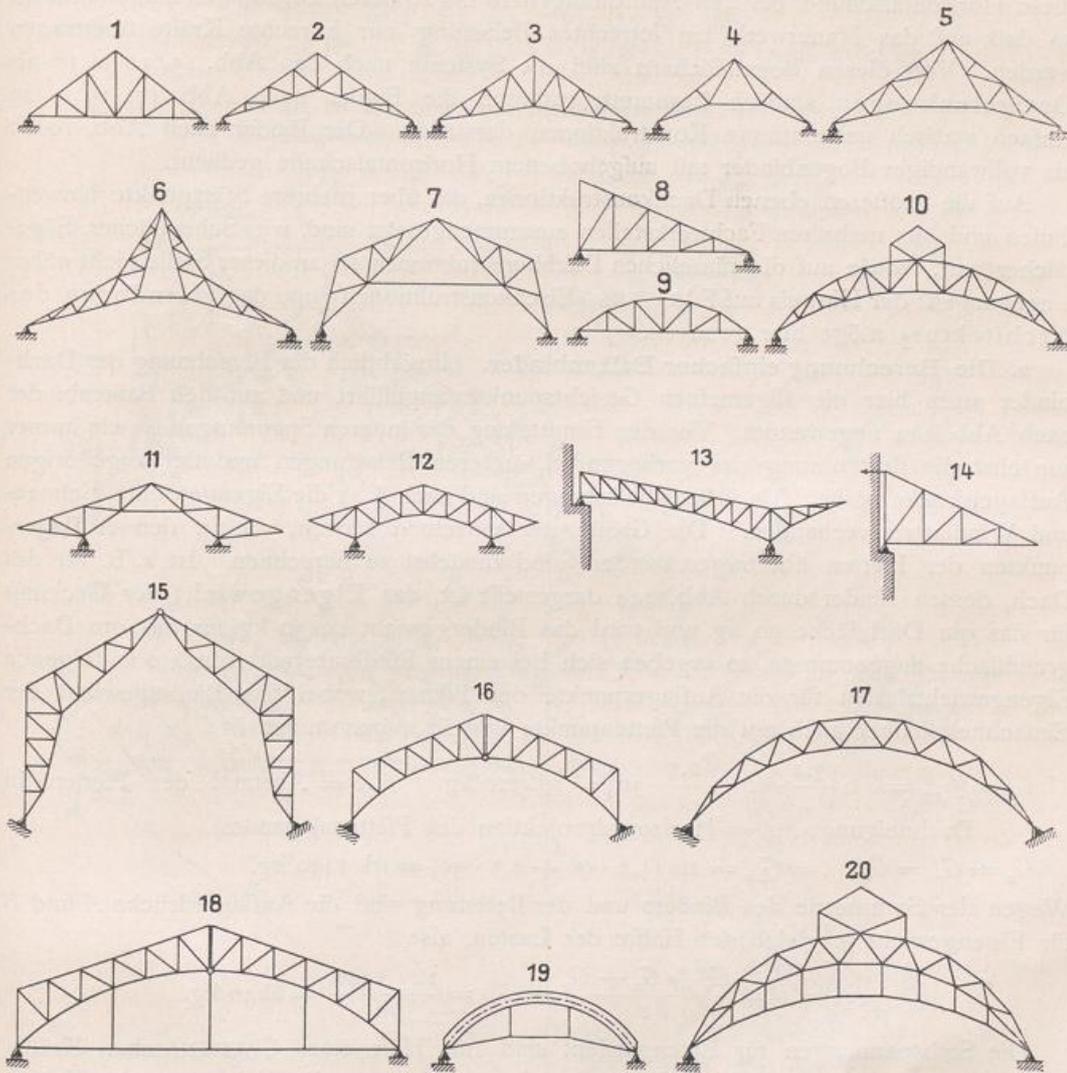
Zu den ebenen Dachkonstruktionen gehören in der Hauptsache die Balken-, Bogen- und Konsoldächer, während die Zelt- und Kuppeldächer räumliche Konstruktionen darstellen. Die Binder der Balkendächer sind Balkenträger, die der Bogen-dächer Bogenträger und die der Konsoldächer Konsolträger; hinsichtlich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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

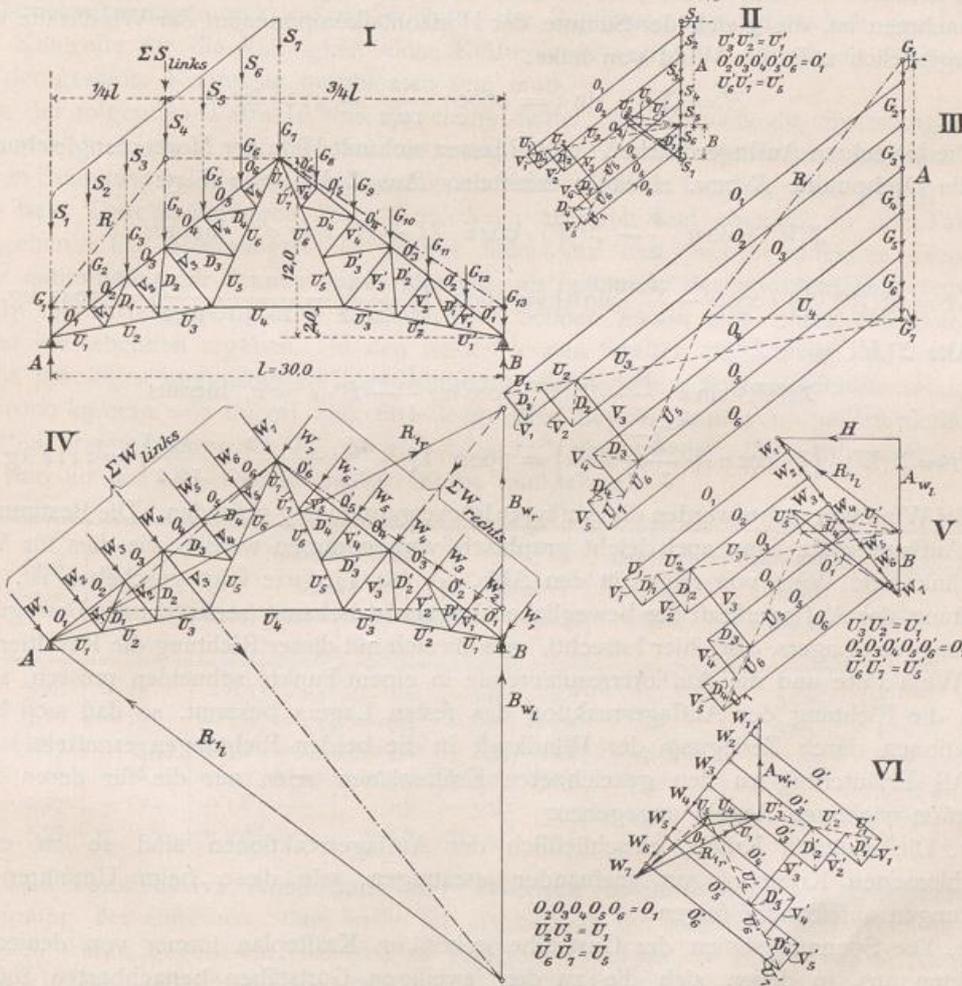
$$W_2 = W_3 \dots W_6 = 4 \cdot 3,2 \cdot 125 \cdot \sin(\alpha + 10^\circ):$$

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

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

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

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



Die gleichen Windkräfte treten wegen der Symmetrie auch bei Wind von rechts auf.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Hinsichtlich des Anschlusses der einzelnen St  be in den Knotenpunkten, der Berechnung und der praktischen Ausbildung der Stabanschl  sse m  ge der Hinweis auf § 18 gen  gen.

Einige Querschnittsformen f  r die St  be eiserner Dachbinder sind in den Abb. 450 bis 458 gegeben. Als Obergurte werden in der Regel Winkeleisen, die event. noch durch ein Stehblech bzw. durch Deckplattenverst  rkt sind, oder f  r gr  oere

Abb. 450 bis 455. Querschnitte von Obergurst  ben.

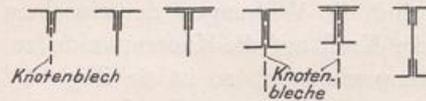
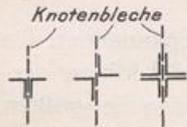


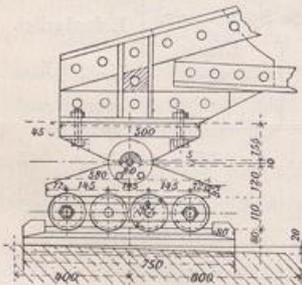
Abb. 456 bis 458. Querschnitte von Untergurst  ben.



mit einem L-Eisen auskommen, doch sind mit R  cksicht auf einem symmetrischen Anschlu   m  glichst immer zwei Profile zu w  hlen. Nur bei sehr grooeren Konstruktionen werden Untergurte und Diagonalen aus C-Eisen oder anderweitig zusammengesetzten gr  oeren Querschnitten n  tig.

F  r die Auflager der Dachbinder gelten dieselben Gesetze und Gesichtspunkte wie f  r die Lager der Balkentr  ger (§ 25). Bei der Ausbildung der Auflagerknotenpunkte ist besonderer Wert darauf zu legen, dao  die Auflagerkraft und die in diesem Knoten-

Abb. 459. Bewegliches Auflager eines Dachbinders.



Konstruktionen aus C-Eisen oder L-Eisen zusammengesetzte Querschnitte verwendet (Abb. 450 bis 455). Die starken Querschnitte aus Stehblech und Winkel oder C-Eisen empfehlen sich besonders dann, wenn die Obergurst  be auo er auf Zug oder Druck noch auf Biegung beansprucht werden, was z. B. bei Anordnung von Pfetten

zwischen den Knotenpunkten der Fall ist (Abb. 463 u. 466). Die Untergurst  be werden fast durchweg aus L-Eisen gebildet (Abb. 456 bis 458). Sehr beliebt und zweckm  oig ist die zweite dieser Querschnittsanordnungen, da ein solcher Stab von allen Seiten zug  nglich ist und der Anstrich leicht erneuert werden kann.

Die gleichen Querschnittsformen werden auch f  r die Zwischenst  be, d. h. f  r Diagonalen und Pfetten, verwendet. Wegen der hierbei oft sehr geringen Beanspruchung w  rde man in vielen F  llen auch

Die gleichen Querschnittsformen werden auch f  r die Zwischenst  be, d. h. f  r Diagonalen und Pfetten, verwendet. Wegen der hierbei oft sehr geringen Beanspruchung w  rde man in vielen F  llen auch mit einem L-Eisen auskommen, doch sind mit R  cksicht auf einem symmetrischen Anschlu   m  glichst immer zwei Profile zu w  hlen. Nur bei sehr grooeren Konstruktionen werden Untergurte und Diagonalen aus C-Eisen oder anderweitig zusammengesetzten gr  oeren Querschnitten n  tig.

Gesamtanordnungen von eisernen Bindern f  r Balkend  cher sind in den Abb. 460 bis 466 gegeben.

Als Beispiele von Kragd  chern m  gen die Abb. 467 bis 470 dienen.

Im   brigen, auch hinsichtlich der Querversteifungen, sei auf das »Handbuch der Architektur«, Teil III, Band 2, 4. Heft und FOERSTER, »Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten« verwiesen.

§ 29. Die Sparren und Pfetten der Dachkonstruktionen.

1. Die Sparren haben die auf sie entfallenden Lasten, wie Eigengewicht der Deckung, Schnee und Wind, auf die Pfetten zu   bertragen. Der Pfettenabstand in der Richtung der Dachfl  che stellt zugleich die St  tzweite der Sparren dar. F  r die Berechnung der letzteren kann man die angen  herte, die Rechnung vereinfachende Annahme machen, dao  die s  mtlichen Lasten senkrecht zur Sparrenachse wirken. Ist unter dieser Annahme die Gesamtlast aus Eigengewicht, Schnee und Wind = p f. d. lfd. m, so ergibt sich ein Moment $M = \frac{p \cdot c^2}{8}$, wenn c die St  tzweite der Sparren bedeutet.

Abb. 463 bis 466. Eiserne Binder für Balkendächer.

Abb. 466.

Abb. 463 bis 465.

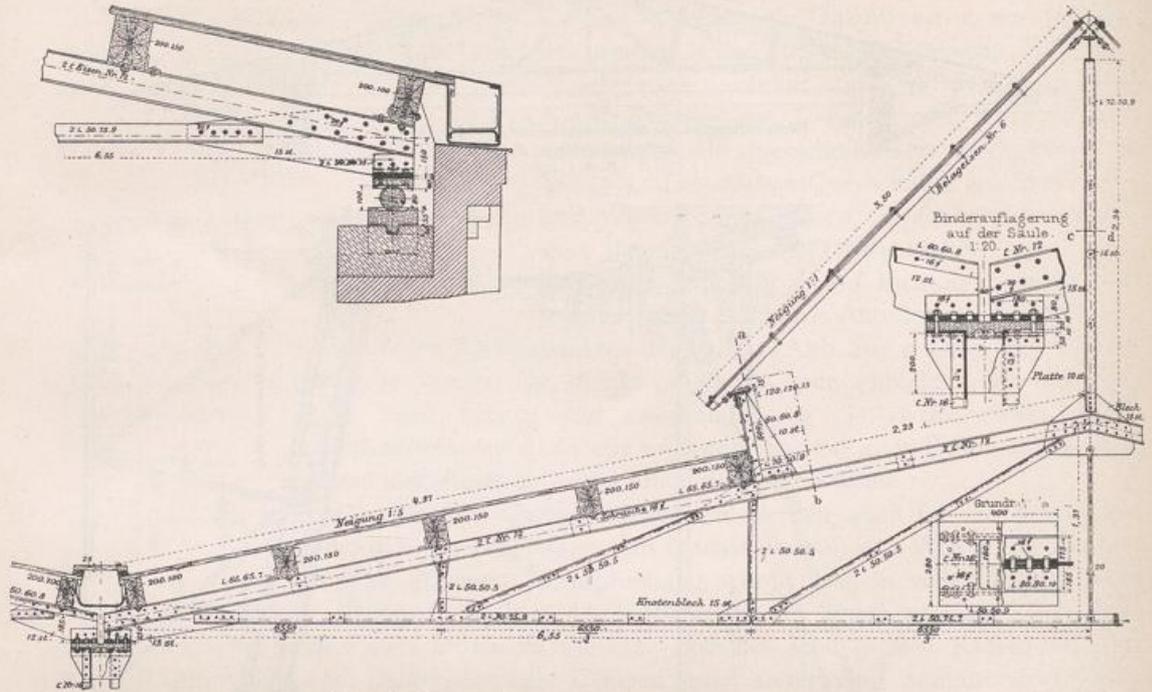


Abb. 467 bis 470. Beispiele für eiserne Kragd cher.

Abb. 467 u. 468. Einstielige Bahnsteighalle.

Abb. 470. Kleines Kragdach mit Neigung nach hinten.

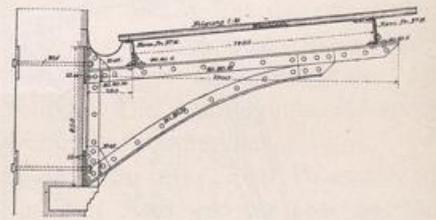
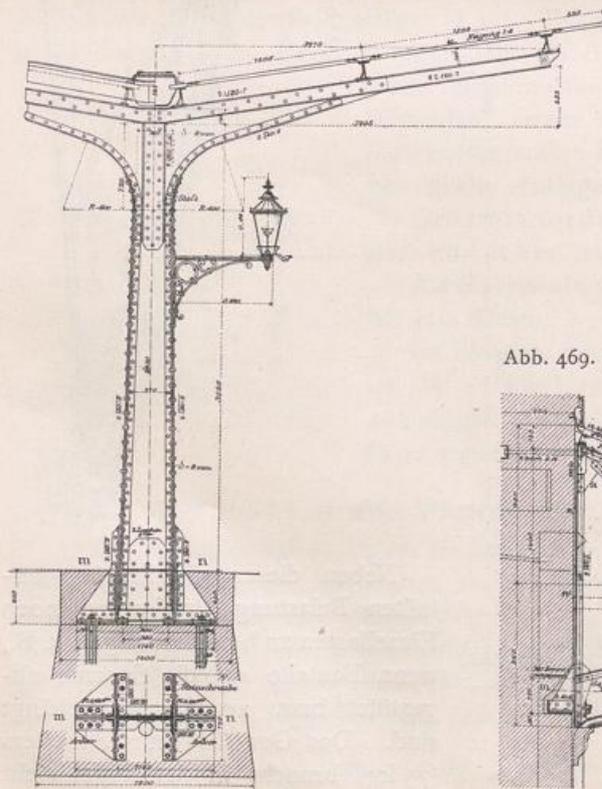
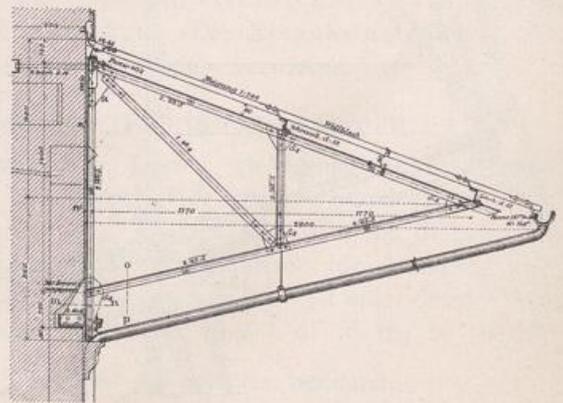


Abb. 469. Gr beres Kragdach mit Neigung nach vorn.



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

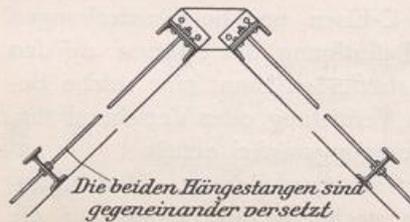
Abb. 471 bis 473. Eiserne Pfetten.



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

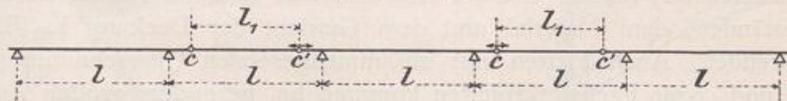
Mitunter kann bei sehr steilen Dächern auch ein Anhängen der Zwischenpfetten an die Firstpfetten innerhalb deren Stützweite erforderlich werden (Abb. 474). Die beiden Firstpfetten sind hierbei an den betreffenden Aufhängepunkten durch Rahmen miteinander zu verbinden.

Abb. 474. Anhängen der Zwischenpfetten an die Firstpfetten.



Die Pfetten laufen in der Regel entweder bis zu den erhältlichen Längen über die Binder hinweg, oder sie werden über jedem Auflagerpunkt gestoßen. Bei sehr langen Dachanordnungen muß den durch die Temperaturschwankungen auftretenden Längenänderungen durch entsprechende Ausbildung der Pfettenst o e mit länglichen Schraubenlöchern usw. (Dilatationen) Rechnung getragen werden.

Abb. 475. Auslegerpfette.



Bei großen Pfettenst tzweiten kommen mit Rücksicht auf eine Materialersparnis Auslegerpfetten (GERBER-Träger) zur Verwendung (Abb. 475), bei denen die Gelenkpunkte so gelegt werden, daß die gr o ten negativen Momente über den Bindern gleich den gr o ten positiven Momenten werden. Dies ist bei Annahme gleichm Big verteilter Belastung der Fall, wenn die Stützweite des eingehängten Trägers $CC' : l_1 = 0,707 l$ ist. Die Dilatationen für Temperaturänderungen lassen sich bei solchen Gelenkpfetten durch Ausbildung von je einem l ngsbeweglichen Gelenk in jeder Gelenk ffnung leicht erreichen. In Abb. 475 sind diese l ngsbeweglichen Gelenke durch Pfeile besonders markiert.

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

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

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

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

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

$85 \cdot 3,2 =$ rd. 275 kg = 0,275 t und somit das Windmoment

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

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

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

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

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

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

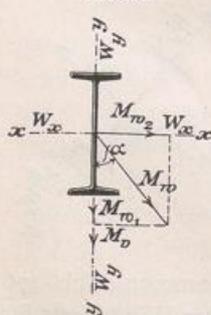
$$W_x = \frac{137000 + 9 \cdot 66000}{1000} = 137 + 594 = 731 \text{ cm}^3.$$

Für das I-Profil N. P. 32 mit $W_x = 781$ cm³ und $c = \frac{W_x}{W_y} = \frac{781}{84,6} = 9,23$ wird die für obige Belastung auftretende Spannung

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

dies Profil kann also beibehalten werden.

Abb. 478. Berechnung aufrecht stehender Pfetten.



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

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

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

Somit

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

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

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

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

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

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

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

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

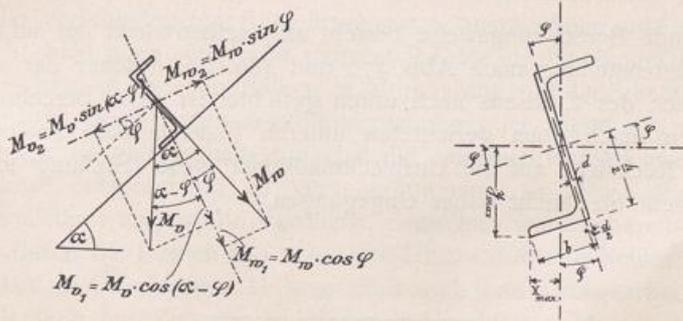
Während also bei diesem Beispiel für die aufrechte Pfettenstellung je nach der zulässigen Beanspruchung ein N. P. 26 bzw. N. P. 27 genügt, wäre für die Normalstellung ein Profil N. P. 32 erforderlich. Es ist also in statischer Hinsicht bei diesem Beispiel die aufrechte Pfettenstellung günstiger als die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

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

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

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

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



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

berechnet werden, wobei f ur $c = \frac{W_x}{W_y}$ im Mittel der Wert $c = 5$ bis 6 gesetzt werden k onnte. Hat man nach dem so gefundenen W_x ein entsprechendes Normalprofil ausgewahlt, so kann man die f ur das gewahlte Profil durch die vorliegende Belastung auftretende Maximalspannung nach der Formel

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

berechnen, indem man in diese Gleichung die f ur das gewahlte Profil geltenden Werte M_1 und M_2 nach Gl. 54 (unter Einf uhrung des f ur das betreffende Profil vorhandenen Winkels φ) und die Haupttragheitsmomente J_x und J_y , sowie die auf die Hauptachsen bezogenen Ordinaten y_{\max} und x_{\max} der auersten Querschnittspunkte einsetzt.

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

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

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

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

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

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

Tabelle f ur Z-Eisen (zu Abb. 480).

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

Die vorstehende Berechnungsweise bezieht sich selbstredend nur auf die g unstige und zweckmaige Pfettenstellung nach Abb. 479 und 480, bei welcher der auf dem Binder aufsitzende Flansch des Z-Eisens nach unten gerichtet ist. Die Berechnung f ur die Anordnung mit dem nach oben gerichteten unteren Flansch ware analog vorzunehmen, doch wird mit R ucksicht auf die Unzweckmaigkeit dieser Stellung in statischer und praktischer Hinsicht hier nicht naher eingegangen.