

Grundlagen des Ingenieurholzbaus

Von

Dr.-Ing. Hugo Seitz

Regierungsbaumeister in Stuttgart

Mit 48 Textabbildungen



Berlin
Verlag von Julius Springer
1925

ISBN-13:978-3-642-90398-4 e-ISBN-13:978-3-642-92255-8
DOI: 10.1007/978-3-642-92255-8

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

Copyright 1925 by Julius Springer in Berlin.

Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1925

Vorwort.

Die Anregung zur vorliegenden Arbeit verdankt der Verfasser dem Umstand, daß sich z. Zt. die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn und ebenso der Normenausschuß der Deutschen Industrie mit der Aufstellung von Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Ingenieur-Holzkonstruktionen befassen. Von beiden Seiten wurde der beteiligten Holzbauindustrie in dankenswerter Weise Gelegenheit geboten, zu den Entwürfen Stellung zu nehmen. Die sachliche Orientierung zahlreicher Fragen, die in diesem Zusammenhang von Wichtigkeit sind, ist dadurch erschwert, daß das grundlegende Tatsachenmaterial in der Literatur weit zerstreut ist und nur wenige Einzelfragen bisher eine systematische Bearbeitung erfahren haben. Der Verfasser bemühte sich daher, den reichhaltigen Stoff zu sammeln und in eine gut auswertbare Form zu bringen, um so mit seinem Teil dazu beizutragen, die bei der geplanten Neuregelung erwachsenden Schwierigkeiten zu bewältigen.

Stuttgart, im Dezember 1924.

Dr.-Ing. H. Seitz.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
I. Einleitung	1
II. Anforderungen an das Rundholz und seine Zurichtung. . .	2
A. Beschaffenheit der Jahrringe	4
B. Astwuchs	7
C. Drehwuchs	10
D. Beschädigung des Holzes durch Tiere	11
E. Wetterschäden	12
F. Winter- und Sommerfällung	13
G. Blaufäule	15
H. Splint und Kern	16
J. Das Herz	20
K. Der Einfluß von Waldkanten	22
III. Grundlagen für die Berechnung von Ingenieurholzkonstruk- tionen	24
A. Belastungsannahmen	24
B. Zulässige Beanspruchungen	28
C. Elastizitätsziffern	51
D. Dimensionierung	54
E. Verbindungsmittel	71
F. Durchbiegung von Fachwerkträgern	95
IV. Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung von Ingenieur- holzbauten	105
A. Wahl der Trägersysteme	105
B. Ausbildung von Druckstößen	109
C. Ausbildung von gegliederten Druckstäben	110
D. Wahl der Stabquerschnitte und Knotenpunktsausbildung	114
E. Bemessung und Anordnung der Eisenteile	117
Literaturverzeichnis	119

I. Einleitung.

Neben den auf Jahrhunderte alter handwerksmäßiger Erfahrung beruhenden Zimmermannsbauten haben sich im Laufe des letzten Jahrzehnts die ingenieurmäßig berechneten und durchgebildeten Holzkonstruktionen mehr und mehr durchgesetzt. Diese neu aufgekommene Methode des Holzbaus verdankt ihre Entstehung nicht etwa dem Umstand, daß die seitherige Bauweise sich den erhöhten Anforderungen an die technische Leistungsfähigkeit nicht gewachsen gezeigt hätte — beweisen doch zahlreiche Beispiele von Brücken und Dachbauten, daß das alte handwerkliche Können auch vor schwierigen Aufgaben nicht zurückschreckte —, vielmehr lag die Ursache ihres Erfolges in ihrer höheren Wirtschaftlichkeit, die sich aus der Anwendung der neuen Hilfsmittel der Statik auf den Holzbau ergab.

Entsprechend der Entwicklung auf anderen Gebieten des Bauwesens setzte damit im Holzbau das Bestreben ein, die Festigkeitseigenschaften des Baustoffs in viel höherem Maße als bisher auszunützen, eine Tendenz, die neuerdings aufs nachdrücklichste durch die wirtschaftliche Notlage verstärkt wird. Andererseits wird einer zu weitgehenden Materialausnützung dadurch entgegengewirkt werden, daß mit zunehmender Verbreitung des Ingenieurholzbau die baupolizeilichen Bestimmungen und die Ausführungsvorschriften der Baubehörden sich eingehender als bisher mit dieser Bauweise befassen müssen.

Von größtem Wert wäre es, wenn vor den in Aussicht stehenden Abänderungen und Ergänzungen der heutigen Vorschriften die zahlreichen im folgenden berührten Fragen, deren Lösung auf anderem Weg nicht zu erwarten ist, durch Vornahme von Versuchen geklärt würden. Leider erschwert die immer deutlicher sichtbar werdende Verarmung unserer Wirtschaft in der Gegenwart eine großzügige Durchführung solcher Forschungen. Um so mehr sollten alle beteiligten Kreise sich zu planmäßiger gemeinsamer Arbeit zusammenfinden in der Gewißheit, daß die für solche Zwecke aufgewendeten Mittel noch immer nutzbringend angelegt waren.

Erhalten die neuen Vorschriften eine glückliche Fassung, so ist zu hoffen, daß allmählich in weiteren Kreisen das Verständnis für Qualitätsarbeit auf diesem Gebiet gefördert wird und daß unberufene und unerfahrene Betriebe von der Ausführung nicht sachgemäßer Konstruktionen abgehalten werden. In diesem Sinn kann durch die künftigen Vorschriften ein starker Anstoß zur Weiterentwicklung des Holzbau gegeben werden. Soll diese Wirkung nicht beeinträchtigt werden,

so muß darauf Bedacht genommen werden, nur wirklich Wesentliches festzusetzen und von allen nicht unbedingt erforderlichen Einschränkungen der Freiheit des Entwerfenden abzusehen. Andernfalls ist zu befürchten, daß dem noch in der Entwicklung begriffenen Holzbau aussichtsreiche Wege des Fortschritts versperrt werden.

Zwischen den zum Teil gegensätzlichen Anforderungen den richtigen Mittelweg zu finden, ist bei einem Baustoff, der wie Holz den mannigfaltigsten Einwirkungen auf seine Festigkeit unterworfen ist, nicht leicht. Als Vorarbeit für die Neuordnung der amtlichen Vorschriften ist im folgenden der Versuch unternommen, die Grundlagen des Ingenieurholzbaus nach dem heutigen Stand unserer Erkenntnis darzustellen.

Hierzu waren die einzelnen in Frage kommenden Umstände daraufhin zu untersuchen, ob und in welchem Umfang sie die Festigkeit des Holzes beeinflussen, um dadurch praktisch anwendbare Gesichtspunkte für die Auswahl des Rohholzes zu gewinnen.

Weiter sind die bisher bekannt gewordenen, in der bautechnischen und forstwirtschaftlichen Literatur zerstreuten Festigkeitsuntersuchungen größeren Umfangs gesammelt und zu brauchbaren Unterlagen ausgewertet worden, auf Grund deren Vorschläge für die Festsetzung der Berechnungsannahmen unter möglichster Ausschaltung gefühlsmäßigen Tastens aufgestellt werden konnten.

Wenn auf der einen Seite auf weitgehendste Ausnützung des Holzes hinzuwirken ist, so müssen auf der anderen Seite erhöhte Anforderungen an die Gründlichkeit und Zuverlässigkeit der Berechnung sowie des Entwurfs der Einzelheiten gestellt werden, da manche Nachlässigkeiten, die bei den wenig ausgenützten Zimmerkonstruktionen ohne Schaden in Kauf genommen werden können, bei den ohnehin hoch beanspruchten Ingenieurholzbauten nachteilige Folgen herbeiführen. Aus diesem Grunde sind ferner eine Reihe von Einzelheiten der Berechnung und Konstruktion des näheren behandelt, deren sachgemäße Beachtung eine Voraussetzung für die Anwendung der vorgeschlagenen Berechnungsannahmen bildet.

Maßgebend für die Behandlung aller dieser Fragen erschien dabei der Gesichtspunkt, daß es im wohlverstandenen Interesse aller Beteiligten liegt, neben größter Wirtschaftlichkeit solide Konstruktionsgrundsätze im Holzbau anzustreben. Denn nur so lassen sich für den Ingenieurholzbau Dauererfolge erhoffen.

II. Anforderungen an das Rundholz und seine Zurichtung.

Zur Verwendung für Bauzwecke kommen in Deutschland in erster Linie Nadelhölzer in Frage. Unter diesen spielen auf Grund ihrer Verbreitung Fichte, Forche und Tanne die Hauptrolle. Von den Laubhölzern werden die Eiche und die Buche in beschränktem Umfang zu besonderen Zwecken gebraucht. Die folgenden Untersuchungen bleiben

im allgemeinen auf die genannten Holzarten beschränkt, wenn auch gelegentlich andere Hölzer zum Vergleich herangezogen werden.

Für die Beurteilung der in diesem Abschnitt zu behandelnden Fragen sind die Verhältnisse der Rohstoffbeschaffung im Holzbau von großer Bedeutung. Sie sollen deshalb kurz skizziert und mit denen im Eisen- und Eisenbetonbau verglichen werden.

Die Eisenbauwerkstätten pflegen ihr Rohmaterial in den üblichen Profilen von den Walzwerken zu beziehen. Sie stellen an die Lieferwerke bestimmte Forderungen bezüglich der Festigkeitseigenschaften, deren Einhaltung leicht und genügend genau nachgeprüft werden kann. Die Hütten andererseits haben es in hohem Umfang in der Hand, Stabeisen von bestimmten Eigenschaften herzustellen und gleichmäßige Lieferungen herauszubringen. Ihre Erzeugnisse dienen fast ausschließlich Bauzwecken verschiedenster Art und haben allenthalben ähnlichen Anforderungen zu genügen.

Entsprechend werden im Betonbau die Rohstoffe nach allgemein anerkannten Normen von den Herstellern bezogen, so das Eisen und der Zement. Auch die Zementfabriken haben die Herstellung bedingungsgemäßer Ware völlig in der Hand und können bei allen Bestellern im großen und ganzen gleichartige Anforderungen voraussetzen. Bei der Herstellung der Betonbauwerke ist überdies durch Wahl der Mischungsverhältnisse dem Ausführenden in weitem Umfang die Möglichkeit der Einwirkung auf die Eigenschaften des Betons gegeben.

Anders liegen die Dinge im Holzbau. Die Eigenschaften des Rohmaterials sind von den Wachstumsverhältnissen im weitesten Sinn abhängig: Klima, Bodenbeschaffenheit, Besonnung, Wind, Dichte des Bestandes und andere Umstände spielen die Hauptrolle, eine Beeinflussung durch den Waldbesitzer ist nur in geringem Maße möglich. Noch weniger aber ist bis heute die verarbeitende Holzbauindustrie in der Lage, die Festigkeitseigenschaften des gelieferten Holzes, auf die es für sie in erster Linie ankommt, mit dauernder Wirkung und einfachen Mitteln nennenswert zu verbessern.

Außerdem stellen die verschiedenen holzverbrauchenden Industrien, Baugewerbe, Möbel-, Zellstoffindustrie und andere ganz ungleichartige Anforderungen an ihre Rohstoffe, und gerade auf die für das Baugewerbe wichtigen Festigkeitseigenschaften wird von seiten der meisten anderen Abnehmer kein besonderer Wert gelegt. Auch der Umstand, daß ein sehr großer Teil des Waldbesitzes in Händen des Staates und der Gemeinden liegt, erleichtert wegen der Verkaufsgewohnheiten der Forstbehörden (Versteigerungen) nicht die Beschaffung bestgeeigneten Materials. Ein Zwang zur Lieferung von Holz von bestimmten Mindestfestigkeiten kann bei dem auf absehbare Zeiten in Deutschland zu gewärtigenden Unterangebot an Holz um so weniger ausgeübt werden, als sich aus anderen sehr zahlungskräftigen Industrien ohne weiteres Käufer finden werden.

Abgesehen von den wirtschaftlichen Schwierigkeiten, die einem Vorgehen in dieser Richtung im Wege stehen würden, wären bei einer Festsetzung von Mindestfestigkeiten für das Holz viel größere technische

Schwierigkeiten zu überwinden als bei den Abnahmevorschriften für andere Baustoffe.

Wie durch zahlreiche Versuche (s. u. IIIB) nachgewiesen ist, schwanken die Festigkeitseigenschaften des Holzes bei sonst gleichen Umständen von Stamm zu Stamm desselben Schlags und auch innerhalb eines und desselben Stammes in weiten Grenzen. Man kann also nicht annähernd mit der gleichen Sicherheit, wie dies z. B. bei Festigkeitsproben aus einer Eisen- oder Zementlieferung der Fall ist, vom Befund eines Probestücks auf die Eigenschaften des übrigen Materials schließen. Außerdem verändert sich aber die Festigkeit eines und desselben Körpers mit dem Feuchtigkeitsgehalt in so hohem Maße, daß Festigkeitsangaben ohne gleichzeitige wenigstens annähernde Nennung des Feuchtigkeitsgehalts wertlos sind. Wie später noch des näheren auszuführen sein wird, erhöht sich die Festigkeit des Holzes vom frisch gefällten bis zum lufttrockenen Zustand ungefähr auf das Doppelte. Da etwaige Mindestfestigkeiten wohl immer für den baureifen Feuchtigkeitszustand festgesetzt werden müßten, der Holzkäufer aber durchweg sein Holz in mehr oder weniger grünem Zustand zu beschaffen gezwungen ist, wäre ihm mit einer Festigkeitsuntersuchung allein nicht gedient; er müßte vielmehr gleichzeitig auch die Feuchtigkeit erheben lassen. Daß ein derartig kompliziertes Verfahren praktisch kaum anwendbar ist und jedenfalls bei strenger Durchführung zu zahllosen Rechtsstreitigkeiten führen müßte, ist einleuchtend.

Die Möglichkeit, bei scharfer Materialauslese die Festigkeit weitgehend auszunutzen — wie dies z. B. der neuerdings angestrebten Verwendung von hochwertigem Stahl im Brückenbau entspricht — ist unter diesen Umständen für den Holzbau nicht gegeben. Hier erscheint vielmehr der bisher schon beschrittene Weg zweckmäßig, auf die im Erfolg unsichere Festsetzung von schwer nachprüfbaren Mindestfestigkeiten zu verzichten, dafür Holz mit äußerlich erkennbaren Fehlern von der Verwendung auszuschließen und im übrigen durch entsprechend vorsichtigen Ansatz der zulässigen Beanspruchungen den Nachteil der geringeren Zuverlässigkeit des Holzes auszugleichen.

Während die Einzelheiten der Bemessung der zulässigen Spannungen dem Abschnitt III vorbehalten bleiben, sollen im folgenden die hauptsächlichen Gesichtspunkte für die Holzauslese an Hand der bisher bekannten Forschungen untersucht werden. Dabei ist festzustellen, ob und inwiefern durch sie die Verwendbarkeit des Holzes für Bauzwecke beeinträchtigt wird. In diesem Sinn sollen neben den aus dem natürlichen Wachstum sich ergebenden Fragen auch die bei der Vorbereitung und Verarbeitung im Sägewerk auftretenden Gesichtspunkte behandelt werden.

A. Beschaffenheit der Jahrringe.

Die Beschaffenheit der Jahrringe ist durch zwei Hauptmerkmale gekennzeichnet: durch ihre Breite und durch das Verhältnis der Anteile des Früh- und Spätholzes. Auf beide Eigenschaften sind die Wachstumsbedingungen von bestimmendem Einfluß. Der jährliche Holz-

zuwachs ist um so größer, je länger die Wachstumsperiode dauert, und je reichlicher in dieser Zeit die Nährstoffe zur Verfügung stehen. Güte und Tiefgründigkeit des Bodens sowie großer Bereich der Wurzeln und der Krone wirken also fördernd, ebenso feuchte Jahrgänge. Feuchte und gleichzeitig warme Jahrgänge setzen besonders viel Spätholz an. Nach Durchforstung tritt im allgemeinen eine wesentliche Verbreiterung der Jahrringe ein, doch überwiegt nach Gayer¹⁴⁾ bei freistehenden Nadelhölzern durch Zunahme der Verdunstung die Zunahme des Frühholzes.

Für den Holzbau sind in erster Linie die Zusammenhänge zwischen Jahrringbau und Festigkeitseigenschaften von Bedeutung. In dieser Hinsicht ist festzustellen, daß die unter Handwerkern und auch in der Literatur häufig anzutreffende Ansicht, engringiges oder „feinjähriges“ Holz besitze höhere Festigkeit als weitringiges, in dieser Fassung falsch ist. Maßgebend für die Festigkeit ist vielmehr lediglich der anteilige Gehalt des Spätholzes an der Jahrringbreite. Schon die Betrachtung des Jahrringgefüges unter dem Mikroskop zeigt augenfällig, daß die Spätholzzonen einen meist sehr viel dichteren Bau aufweisen als die Frühholzzonen. Dies läßt von vornherein höhere Festigkeitseigenschaften des Spätholzes erwarten, wie dies auch besonders v. Bach und Baumann²⁾ und Baumann⁴⁾ nachgewiesen haben. Letzterer hat bei bosnischem Fichtenholz systematische Versuche zur Klärung dieser Frage angestellt. Die untersuchten Holzkörper wiesen geringe Spätholzanteile auf; dabei zeigte das Spätholz vermittelt etwa die zwei- bis dreifache Kugeldruckhärte des Frühholzes. Zerreißversuche mit herausgeschnittenen kleinen Stäben von wenigen qmm Querschnitt ergaben für Frühholz im Mittel 500, für Spätholz 1390 kg/qcm Zugfestigkeit. Stäbe mit größeren, über mehrere Jahrringe sich ausdehnenden Querschnitten lieferten im Mittel 586 kg/qcm Zugfestigkeit. Bei anderen Versuchen mit Oregonpine von geringer Jahrringbreite und stark entwickeltem Spätholz fand Baumann für Stäbchen aus Spätholz allein im Mittel 4400, max. 4980 kg/qcm Zugfestigkeit. Stärkere Stäbe desselben Holzes lieferten 1100—1200 kg/qcm Zugfestigkeit. Baumann stellt ausdrücklich fest, daß die Zugfestigkeit eines stärkeren Stabs nicht aus der Summe der Zugfestigkeiten der einzelnen Früh- und Spätholzzonen berechnet werden könne, weil eben die Frühholzteile früher zum Bruch kommen. — Daß diese hohen Festigkeiten des Spätholzes bei großem Anteil an der Jahrringbreite eine Erhöhung der Festigkeit des Holzes in ganzen mit sich bringen, zeigen die Beobachtungen Schwappachs⁵⁸⁾ bei Forchenholz. Auch das umfangreiche Zahlenmaterial von Cieslar und Janka^{9)*)} über rasch gewachsenes Fichtenholz ergibt einen parallelen Verlauf der beobachteten spezi-

*) Das in dieser Arbeit untersuchte Fichtenholz stammt aus einem weiträumigen, ganz außerordentlich rasch erwachsenen Bestand in Kärnten. Der Umstand, daß das vermittelte spez. Gewicht der hier behandelten Stämme um über 10% niedriger war als der niedrigste sonst beobachtete Mittelwert, zeigt allein schon, daß unter solchen Verhältnissen gewonnene Beobachtungen nicht ohne weiteres verallgemeinert werden dürfen.

fischen Gewichte und der prozentualen Spätholzanteile an der Jahrringbreite.

Andererseits fand Rudeloff⁴⁴⁾ bei Versuchen mit Forchenholz keine Abhängigkeit zwischen Jahrringbreite, spez. Gewicht, Zug- und Scherfestigkeit. Bei Druckversuchen entsprach sogar im allgemeinen die größere Jahrringbreite der größeren Festigkeit.

Bauschinger, der in ⁵⁾ schnell gewachsenem, also weitringigem Holz kleinere Festigkeit beilegte, in der Annahme, daß bei größerer Jahrringbreite der Spätholzanteil in der Regel gering sei, widerruft dies in ⁷⁾ auf Grund seines späteren Versuchsmaterials. Er folgert aus den Dünnschnitten seiner Versuchskörper, daß die Anteilsverhältnisse von Früh- und Spätholz unabhängig von der Jahrringbreite sind. Die Zugfestigkeit wuchs bei seinen Fichten- und Forchenversuchskörpern mit dem Spätholzanteil und zwar ausdrücklich unabhängig von der Jahrringbreite. Ebenso zeigte sich die Scherfestigkeit von ihr unbeeinflusst.

Wenn somit klargestellt ist, daß ein hoher Spätholzanteil an der Jahrringbreite für die Festigkeit ausschlaggebend ist, soll doch noch die Frage untersucht werden, ob nicht zwischen der Jahrringbreite und dem Spätholzanteil im allgemeinen gewisse Beziehungen bestehen, die die erwünschte Möglichkeit bieten würden, von der leicht zu beobachtenden Jahrringbreite mittelbar auf die Festigkeit des Holzes zu schließen. In der Tat findet sich bei Nördlinger⁴¹⁾ und Gayer¹⁴⁾ und S. Gayer¹⁵⁾ die Ansicht, daß bei Laubholz breite Jahrringe meist hohen Spätholzanteil, bei Nadelhölzern dagegen meist geringen Spätholzanteil zeigen. Diese Regel scheint bei Eichenholz gut zutreffend zu sein, bei den zerstreutporigen Laubhölzern, die allerdings für Bauzwecke wenig Bedeutung haben, jedoch nach Baumann nicht zuzutreffen. Bei den ungleich wichtigeren Nadelhölzern vollends liegen die Verhältnisse schwieriger. Die Schwankungen des Spätholzanteils sind sehr beträchtlich und betragen nach Untersuchungen von Janka²⁷⁾ an Fichten beim Stammholz minimal 4, maximal 33⁰/₀, am Astholz bis 73⁰/₀ der Jahrringbreite. Janka geht deshalb nicht so weit wie Nördlinger und Gayer, glaubt aber speziell für Fichtenholz gefunden zu haben, daß die höheren spezifischen Gewichte nie mit großen Jahrringbreiten verbunden sind, und daß andererseits das spezifische Gewicht geringigen Holzes nie unter ein gewisses Minimum herabsinke. Zu abweichenden Ergebnissen kommt R. Hartig in seinen grundlegenden Untersuchungen²²⁾. Nach ihm hat bei Nadelhölzern eine Verbesserung der Ernährungsverhältnisse grundsätzlich mit der Vermehrung des Holzzuwachses gleichzeitig eine Vergrößerung des Spätholzanteiles zur Folge. Änderungen der Ernährungsfaktoren ergeben nach seinen Versuchen meist raschere und stärkere Einwirkung auf die Qualität als auf die Quantität des Zuwachses, wobei Hartig die Qualität allerdings nur durch Messung des Trockengewichtes beobachtet.

Aus der großen Veränderlichkeit des Jahrringbaues, wie sie etwa durch die reichhaltige Sammlung von Gefügebildern bei Baumann veranschaulicht wird, geht zweifellos hervor, daß für den Einzelfall aus der Jahrringbreite keine Schlüsse auf die Festigkeitseigenschaften

gezogen werden können. Zieht man noch den raschen Wechsel des Jahrringbaues in Betracht, von dem Baumann⁴⁾ für Pitchpine ein Beispiel gibt, bei dem aus einer Bohle ein vorwiegend breitringiger Körper mit $E = 147\,000$ kg/qcm und Biegezugfestigkeit von 1260 kg/qcm und ein vorwiegend schmalringiger mit $E = 118\,000$ kg/qcm und Biegezugfestigkeit 986 kg/qcm untersucht wurde, so zeigt sich, daß der Jahrringbau wenig geeignet ist, einen Auslesegesichtspunkt abzugeben. Dies gilt besonders für Fichtenholz, bei dem der Übergang von Früh- zu Spätholz viel allmählicher ist als in den meisten Fällen bei Tanne und vor allem bei Forche und Lärche. Außerdem ist auch bei jeder Holzart je nach Witterungs- und Nahrungsverhältnissen das Gefüge des Herbstholzes erheblich verschieden und weist unter dem Mikroskop manchmal nur wenig stärkeren Bau auf als das Frühholz, wie beispielsweise die bei Bauschinger⁵⁾ aufgeführte Tabelle zeigt.

So erwünscht im Interesse einer hohen Festigkeit ein dichtes Gefüge des Holzes ist, dürfte es doch keinen Zweck haben, in Ausführungsbedingungen für Holzbauten über die Jahrringbreite irgendwelche Vorschriften aufzunehmen, da deren Durchführung an der Kompliziertheit der naturgegebenen Verhältnisse doch scheitern müßte.

B. Astwuchs.

Bei der Verwendung von Holz ist im Baugewerbe immer mit dem Vorkommen von Ästen zu rechnen. Um über die Bedeutung dieses natürlichen Mißstandes für die Festigkeit ein Bild zu geben, seien zunächst einige Versuchsergebnisse aufgeführt.

Im allgemeinen ist das Astholz für sich betrachtet von höherer Festigkeit als das Stammholz. Einzelheiten hierüber finden sich z. B. bei R. Hartig²²⁾ und bei Janka²⁷⁾, welche letzterer für Fichtenastholz in vollkommen trockenem Zustand eine Druckfestigkeit von 1200 kg/qcm bei einem spez. Gewicht von 0,80, bei lufttrockenem Zustand dagegen (14% Feuchtigkeit) eine Druckfestigkeit von 650 kg/qcm bei einem spez. Gewicht von 0,85 beobachtete. Diese Werte lassen eine Erhöhung des Raumgewichts dem Stammholz gegenüber auf ungefähr den doppelten Betrag erkennen, wobei sich gleichzeitig auch die Druckfestigkeit in ähnlichem Umfang vergrößert hat. Auch das den Ast umgebende Stammholz weist in der Regel höhere Festigkeit auf, wie die Beobachtung lehrt, daß beim Verfaulen oder bei mechanischer Abnutzung eines Holzstücks die Äste und ihre unmittelbare Umgebung am längsten widerstehen. Bei Baukonstruktionen kann jedoch in der Regel aus dieser höheren Festigkeit kein Vorteil gezogen werden, vielmehr stellt sich hier Astigkeit als Störung des gleichmäßigen Faserverlaufs dar und bewirkt dadurch meist eine Beeinträchtigung der Festigkeit.

Daß die Druckfestigkeit in der Mehrzahl der Fälle durch die Einwirkung von Ästen herabgesetzt wird, läßt sich ganz allgemein an den Versuchen von Bauschinger⁷⁾ mit Prismen $10 \times 10 \times 15$ cm erkennen, obwohl der Bruch auch häufig an anscheinend von den Ästen

nicht beeinflussten Stellen auftrat. Bei seinen Untersuchungen an rasch erwachsenem Fichtenholz aus Kärnten hat Janka⁹⁾ die Druckversuchskörper (Würfel und Platten) nach astfreien und astigen Stücken getrennt aufgeführt. Beim Vergleich der astigen Körper mit den entsprechenden astfreien des gleichen Stamms ergibt sich bei den luftgetrockenen und absolut trockenen Stücken durchschnittlich eine Verminderung der Druckfestigkeit um etwa 7⁰/₁₀, während das spez. Gewicht gleichzeitig bei den astigen Körpern um vermittelt 10—12⁰/₁₀ höher war. Das hier behandelte, weitständig und außerordentlich rasch gewachsene Holz kann nun, wie schon erwähnt, nicht als Normalfall angesprochen werden, was auch aus der sehr großen Zahl der Äste hervorgeht. In seiner Untersuchung der Fichten von Nordtirol, dem Wiener Wald und dem Erzgebirge hat Janka²⁷⁾ eben mit dem Zweck, den Einfluß von Ästen festzustellen, eine Versuchsreihe durchgeführt, die bei 15⁰/₁₀ Feuchtigkeit eine durchschnittliche Abminderung der Druckfestigkeit um 20 kg/qcm entsprechend ungefähr 5⁰/₁₀ ergab. Dabei waren Platten von 2,5 cm Dicke und der drei- bis sechsfachen quadratischen Seitenlänge untersucht worden. Das Raumgewicht zeigte hier eine durchschnittlich etwa 7⁰/₁₀ige Erhöhung, obwohl diese Zahl von Fall zu Fall natürlich stark wechselte. Lang³⁰⁾ ermittelte an Fichtenprismen von quadratischem Querschnitt und doppelter Höhe bei vier Versuchspaaren 3—30, im Mittel 20⁰/₁₀ Abminderung der Druckfestigkeit. Die von Baumann⁴⁾ veröffentlichten Druckversuche, die allerdings nur zwei Vergleichspaare, und zwar aus Linde und Teakholz umfassen, zeigen für astige Stücke 16 bzw. 31⁰/₁₀ Verlust an Druckfestigkeit. Als Einfluß der Äste auf den Elastizitätsmodul aus Biegeversuchen fand Baumann⁴⁾

bei Forchenholz eine Verringerung von	6—15 ⁰ / ₁₀
bei Eschenholz „ „ „	6—13 ⁰ / ₁₀
bei Teakholz „ „ „	etwa 40 ⁰ / ₁₀ .

Hierbei bewegten sich die Seitenlängen der Querschnitte etwa zwischen 2 und 5 cm.

Über die Beeinflussung der anderen Festigkeitseigenschaften durch Astwuchs liegen leider bisher wenig Versuchsergebnisse vor. Jedenfalls wird man annehmen dürfen, daß die Zugfestigkeit durch das Auftreten von Ästen im allgemeinen noch stärker beeinflusst wird, als sich dies nach den vorstehenden Versuchen für die Druckfestigkeit ergibt. Die hohe Empfindlichkeit der Zugfestigkeit gegenüber Störungen des gleichmäßigen Faserverlaufs wird überhaupt die wichtigste Ursache für das sehr starke Schwanken der beobachteten Zugfestigkeitswerte sein. Auch der Einfluß der Äste auf die Druckfestigkeit senkrecht zur Faser und die Scherfestigkeit ist bisher wenig beobachtet worden. Schönhöfer⁵⁶⁾ scheint anzunehmen, daß diese beiden letzten Festigkeiten durch Astwuchs noch mehr beeinträchtigt werden als die Druckfestigkeit parallel zur Faser, doch ist unter den Handwerkern durchweg die Auffassung verbreitet, daß astige oder sonstwie verwachsene Stücke, d. h. Stücke mit unregelmäßigem Faser- oder Jahringverlauf bei derartigen Beanspruchungen besonders günstig seien.

Es mögen deshalb hier kurz die Ergebnisse einiger Versuche erwähnt werden, die zur Klärung dieser Frage auf Veranlassung des Verfassers in der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart durchgeführt wurden. Aus einem Kiefernstab von etwa 1,5 m Länge wurden eine Reihe von Probewürfeln entnommen, von denen Nr. 1 und 2, sowie Nr. 4 und 5 je benachbart lagen. Nr. 1, 5 und 7 wiesen fest verwachsene Äste von etwa 1—2,5 cm Stärke in verschiedenen Lagen auf, während Nr. 2 und 4 durch Astwuchs unbeeinflusst erschienen. Die bei verschiedenen Größen der Zusammendrückung vorhandenen Belastungen sind aus Tabelle 1 zu entnehmen. Die an zwei weiteren Würfeln beobachtete Druckfestigkeit // zur Faser betrug 314 bzw. 337 kg/qcm bei etwa 22⁰/₀ Feuchtigkeit. Soweit die beschränkte Anzahl der Versuche ein Urteil erlaubt, hat der vorhandene Astwuchs die Widerstandskraft des Holzes senkrecht zur Faser jedenfalls nicht beeinträchtigt, sondern zum Teil nennenswert erhöht. Aus dieser Erscheinung bei der Holz Auswahl Vorteile zu ziehen, ist aber nur selten und nur bei kleinen Stücken möglich.

Tabelle 1. Einfluß des Astwuchses auf die Druckfestigkeit von Forchenholz \perp zur Faser.

Beschaffenheit des Versuchskörpers	Beanspruchung bei einer Zusammendrückung von						
	1 mm	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm	8 mm	
Würfel 1 (astig) .	24	35	40	43	46	49	kg/qcm
„ 2	15	22	24	25	27	32	kg/qcm
„ 4	16	20	22	23	24	28	kg/qcm
„ 5 (astig) .	19	24	25	28	29	32	kg/qcm
„ 7 (astig) .	18	22	24	26	27	32	kg/qcm

Druckfestigkeit // zur Faser bei Würfel 3 und 6: 337 bzw. 314 kg/qcm.
Feuchtigkeitsgehalt der Späne von Würfel 3 und 6: 20—23⁰/₀.

Die vorstehenden Angaben können naturgemäß nur ein ungefähres Bild geben. Die Ergebnisse müssen je nach der Größe der Versuchskörper und der Äste sowie deren Lage stark schwanken. Vollkommen verfehlt wäre es, zahlenmäßige Schlüsse für bestimmte Fälle hieraus ableiten zu wollen. Bei sämtlichen Versuchskörpern handelte es sich um fest verwachsene Äste; bei lose sitzenden Ästen, die womöglich mit Rinde überwachsen sind, sogenannten Durchfallästen oder auch schwarzen Ästen, kann außer der unmittelbaren Schwächung der Festigkeit eine Gefährdung des Holzes durch Pilzbefall vorkommen, der häufig eben von solchen Stellen seinen Ausgang nimmt.

Zudem ist zu beachten, daß die geschilderten Versuche sowohl hinsichtlich der Abmessungen der Versuchskörper wie auch der übrigen Voraussetzungen gegenüber den bei Bauwerken üblichen Verhältnissen mancherlei Unterschiede aufweisen, und daß ihre Ergebnisse deshalb nur mit Vorsicht übertragen werden dürfen.

Es bleibt daher das Bestreben nach möglichst astreinem Holz verständlich. Lang³⁰⁾, Gayer¹⁴⁾ und andere schlagen in verstärktem Maße die Aufzucht astreiner Stämme vor. Dieses Ziel kann auf natür-

lichem Weg durch engere Pflanzung und damit verbundene gründliche Selbstreinigung der Stämme erreicht werden. Hierbei sind jedoch wegen des geringeren Holzzuwachses forstwirtschaftliche Nachteile in Kauf zu nehmen. Ein anderer Weg zur Erreichung des gleichen Ziels ist in künstlichen Ästen zu erblicken, doch müßte dies frühzeitig geschehen, da sonst starke Äste überwachsen werden, und die Käufer die Minderwertigkeit des Holzes erst beim Auftrennen feststellen können. Neben den Mehrkosten sind auch Beschädigungen der Stämme beim Besteigen und Entfernen der Äste nicht zu vermeiden. Lang und Gayer bevorzugen daher die auf natürlichem Weg erzeugte Astreinheit. Im übrigen erscheint bei diesem Bestreben die Erzeugung von astreinem Holz in großen Mengen als wesentlich, da es andernfalls fraglich ist, ob das Baugewerbe die höheren Kosten für die von anderen Industriezweigen sehr gesuchte bessere Ware zu tragen vermöchte.

Unter diesen Umständen scheint es zweckmäßig, bei untergeordneten, auf ihre Festigkeitseigenschaften nicht ausgenützten Hölzern bezüglich der Ästigkeit keine Vorschriften zu machen und bei hochbeanspruchten Bauteilen die Beanspruchungsziffern unter Berücksichtigung der Möglichkeit des Astwuchses festzusetzen und hierfür gleichzeitig die Verwendung von wenig ästigem Holz vorzuschreiben. Eine mäßige Anzahl kleinerer und fest verwachsener Äste kann als zulässig erachtet werden. Hölzer mit lose sitzenden oder ausgefallenen Ästen sind von der Verwendung auszuschließen.

C. Drehwuchs.

Bei drehwüchsigen Stämmen sind die Holzfasern nicht parallel zur Stammachse, sondern sie verlaufen schraubenförmig, die Mantellinien des durch den Jahresring gebildeten Zylinders unter mehr oder weniger spitzem Winkel schneidend. Ohne daß durch diese Erscheinung die Festigkeit des Holzgefüges im Kleinen beeinflußt sein müßte, ist doch zu erwarten, daß die im Bauwesen zur Verwendung kommenden Holzabmessungen durch sie in ihrer Tragfähigkeit beeinträchtigt werden.

Versuche mit drehwüchsigem Holz sind nur in geringem Umfang angestellt worden, und eine grundsätzliche Klarstellung des Einflusses von Drehwuchs auf die Festigkeitseigenschaften von Holzkörpern durch Versuche ist noch nirgends unternommen worden. Allerdings stehen dem auch insofern große Schwierigkeiten entgegen, als dieser Einfluß von der Stärke des Dralls und der Lage des Versuchsstücks im Stammquerschnitt abhängig sein wird. Ferner wird durch den Drehwuchs naturgemäß immer der ganze Stamm in Mitleidenschaft gezogen, so daß die Möglichkeit, drehwüchsiges und gerade gewachsenes Holz gleichen inneren Aufbaus unmittelbar vergleichen zu können, nirgends geboten ist.

Neben der Festigkeitseinbuße weist aber drehwüchsiges Holz weitere erhebliche Nachteile auf, die besonders für den Ingenieur-Holzbau von Bedeutung sind. Ändert nämlich solches Holz seinen Feuchtigkeitszustand, so wird das Quellen und Schwinden meist von Verdrehungen

begleitet, die unerwünschte Zusatzspannungen erzeugen und eine Lockerung der Verbindungsmittel hervorrufen können. Noch größer ist die Gefahr, die dadurch entsteht, daß Schwindrisse in solchem Holz schräg zur Stammachse und damit auch zur Achse der aus ihm gewonnenen Stäbe verlaufen. Gerade bei leichteren Querschnitten, wie sie im Fachwerksbau häufig sind, verlieren sich die Fasern rasch aus dem Querschnitt, so daß bei Rißbildungen der ganze Stab außer Wirkung kommen kann.

Diese Möglichkeit allein genügt, um die Forderung zu rechtfertigen, daß drehwüchsiges Holz von der Verwendung für tragende Konstruktionsteile ausgeschlossen wird.

D. Beschädigung des Holzes durch Tiere.

Der Beschädigung durch Tiere ist das Nutzholz in erster Linie vor der Fällung ausgesetzt. Benagen durch Rotwild, Behacken der Rinde durch Spechte, Befall durch Käfer und Raupen können die Brauchbarkeit der Stämme bedrohen.

Wild und Vögel schädigen zunächst nur die Rinde, doch macht sich deren Verletzung beim Wachstum oft durch eine ganze Reihe von Jahrringen bemerkbar. Um die Wunde zu schließen, bildet der Stamm von den Rändern der Verletzung aus sogenannte Überwallungen, in deren Bereich die Holzfasern und Jahrringe einen unregelmäßigen Verlauf nehmen. Da die Holzstruktur an solchen Stellen meist mehr Spätholz aufweist als in den übrigen Teilen des Querschnitts, wird dadurch der zu erwartenden Schwächung des Holzes entgegengewirkt.

Systematische Versuche zur Klärung des Einflusses von Wildschaden auf die Festigkeit des Holzes sind bisher von Rudeloff⁴⁸⁾ veröffentlicht worden. Die von ihm untersuchten Fichten stammen je hälftig aus dem Harz und aus Ostpreußen, wovon je 6 gesunde Stämme und je 10 Stämme mit 3—4jährigen Schälstellen ausgesucht worden waren. Die Beobachtungen erstreckten sich auf Druck- und Biegefestigkeit, Feuchtigkeitsgehalt und Raumgewicht, und zwar wurden Vergleichsmessungen zwischen dem Holz der Schälstellen und dem benachbarten nicht unmittelbar in Mitleidenschaft gezogenen Holz desselben Stammes sowie zwischen gesunden und angeschälten Stellen desselben Bestandes vorgenommen.

Rudeloff faßt die Ergebnisse wie folgt zusammen:

1. Das Holz mit Schälstelle besitzt außerhalb deren Bereich durchschnittlich die gleiche Biege- und Druckfestigkeit wie das Holz gesunder Stämme von gleichem Alter und aus demselben Bestande.
2. Auch die Festigkeitseigenschaften des Holzes im Bereich der Schälstelle sind nicht geringer als außerhalb des Bereichs der Schälstellen.

Obgleich diese Versuche den Einfluß des Wildschadens als belanglos erscheinen lassen, sollte die Verwendbarkeit des Holzes derart beschädigter Stämme durch eingehende Besichtigung von Fall zu Fall geprüft werden. Die unmittelbare Beschädigung in ihrer örtlichen Be-

schränktheit pflegt weniger von Bedeutung zu sein als die gelegentlich in ihrer Folge auftretenden Erkrankungen des Holzes. Die großen Verletzungen, die durch Wildschaden, besonders bei Fichten, manchmal aber auch bei Tannen und Forchen, hervorgerufen werden, gewähren den Fäulnispilzen Zutritt zu dem seines natürlichen Schutzes beraubten Holz, und bei dem oft jahrelangen Offenliegen solcher Stellen ist es kein Wunder, wenn in der Mehrzahl der Fälle tatsächlich Erkrankungen eintreten.

Von geringer Bedeutung sind in unseren klimatischen Verhältnissen die Schäden, die durch Insekten am Stammholz angerichtet werden. Treten Bohrgänge von Käfern nicht nur vereinzelt sondern in einer die Festigkeit beeinflussenden Weise auf, so können sie bei der Verarbeitung der Aufmerksamkeits nicht entgehen. Da derartige Holz den Fäulnispilzen leichter erliegt, ist es von der Verwendung für Bauzwecke auszuschließen.

Häufiger tritt der Fall ein, daß durch Insekten Laub und Nadeln der Bäume in größtem Umfang angegriffen werden. So können durch Nonnenfraß ganze Reviere zum Absterben gebracht werden. Stämme, die bei solchen Schadenfällen auf dem Stock abgestorben sind, liefern minderwertiges Holz, das meist von Pilzen aller Art befallen ist und in seiner Haltbarkeit gelitten hat. Ist dagegen der Einschlag noch beizzeiten vorgenommen und das Holz nach der Fällung richtig behandelt, womöglich geflüßt worden, so ist z. B. nach Nördlinger⁴¹⁾ und Lang³⁰⁾ gegen Verwendung von Nonnenholz nichts einzuwenden. Natürlich aber ist beim Holzeinkauf in Gebieten mit Nonnenschäden Vorsicht am Platze, da eben durch den großen Umfang der unvorhergesehen notwendig werdenden Fällungen häufig der Nachbehandlung des Holzes nicht die erforderliche Sorgfalt gewidmet werden kann.

E. Wetterschäden.

Schädigungen der Bäume durch Witterungseinflüsse sind hauptsächlich auf Blitzschlag, Frost und Wind zurückzuführen. Sie äußern sich meist in Rissen, die nicht allein in Radialflächen sondern auch den Jahrringen entlang verlaufen (Ringklüfte, Kernschäligkeit). Neben der durch die Risse offenkundig möglichen Wertminderung des Holzes kommen häufig Erkrankungen vor, deren Erreger durch die Beschädigung der Rinde ins Innere des Stammes eindringen konnten. Die Kernschäligkeit, oft eine Fäulniserscheinung, die ohne erkennbare Risse auftritt und dadurch gekennzeichnet ist, daß bei geringer Schlagwirkung ein Teil des Kerns einem Jahrring folgend abspringt, ist wegen ihrer nicht zu übersehenden Folgen besonders nachteilig. Kernschäliges Holz ist deshalb unbedingt von der Verwendung für tragende Konstruktionsteile auszuschließen.

Bei Windschaden großen Umfangs kommt neben der unmittelbaren Beschädigung des einzelnen Stammes noch die Gefahr hinzu, daß infolge des unvorhergesehenen Massenankfalls die Räumungsarbeiten zu langsam und wenig sorgfältig vorgenommen werden. Für derartiges Holz gilt das über Nonnenschaden Gesagte.

F. Winter- und Sommerfällung.

Über die günstigste Wahl der Jahreszeit zur Fällung dauert die Erörterung schon Jahrhunderte, und auch in unserer neueren forstlichen und technischen Literatur wird noch an der Klärung der Frage gearbeitet. Ohne daß beabsichtigt wird, neue Gesichtspunkte und Tatsachen beizubringen, soll im folgenden der heutige Stand der Frage kurz geschildert werden, damit sich ihre Bedeutung für die Bautechnik ermessen läßt. Dabei können die vom forsttechnischen Standpunkt aus wichtigen Gesichtspunkte der Beschaffung der Arbeitskräfte, der Wegverhältnisse, der Entrindung u. a. ausgeschaltet werden, dagegen sind die physiologischen Grundlagen wesentlich.

Bei den für Bauzwecke Verwendung findenden Nadelhölzern werden die Nährstoffe in den Nährzellen für den Winter aus Stärke in Fett umgesetzt. Da Stärke und Eiweiß in erster Linie die Fäulnis und den Angriff durch Insekten fördern, wäre für diese Hölzer an sich die Winterfällung vorzuziehen. Der Saftreichtum, der öfter als Ursache raschen Verderbens des Holzes angesprochen wird, hat keine Bedeutung. Im Gegensatz zur landläufigen Ansicht erreicht bei Nadelhölzern der Saftreichtum nach Hartig²²⁾ im Winter, vor allem im Dezember, einen zweiten Höhepunkt (das absolute Maximum liegt nach ihm im Juli, während April und Oktober am wasserärmsten sind). Allerdings bietet sich auch im Sommer eine meist kurze Zeit der Safruhe, in der die Stärke in Fett umgesetzt ist. Doch verschiebt sich dieser Zeitabschnitt mit den Witterungsverhältnissen und ist deshalb nur unsicher einzuhalten. Mit der bei Lang näher beschriebenen Jodprobe läßt sich etwaiger Stärkegehalt feststellen. Ist Stärke nachgewiesen, so sollte das Holz tunlichst ausgelaugt werden, was am einfachsten durch Flößen geschieht. Hochdrucktränkung erfüllt zwar den gleichen Zweck, kommt aber wegen der dazu erforderlichen besonderen technischen Anlagen nur selten in Frage. Ein zweites Mittel, um Stärke auszuschleiden, bildet das Ringeln am Stock und unter der Krone, das bei Windbruchholz und bei Nonnenschaden üblich ist.

Beim Eichenholz, das den Stärkegehalt den Winter über behält, ist aus diesem Grund die Winterfällzeit nicht günstig. Besser ist hier der kurze Zeitabschnitt im Sommer, wo die Stärke in Fett umgewandelt ist. Durch Stärkegehalt wird der Wert des Eichensplints stets stark gemindert, es ist deshalb hier die künstliche Entfernung der Stärke von großer Bedeutung. Da Flößen ausgeschlossen ist, ist bei Eichenstämmen das Ringeln unbedingt zu empfehlen.

Wie sich diese physiologischen Veränderungen auf die Festigkeit auswirken, soll an Hand der systematischen Versuche von Bauschinger⁵⁾ behandelt werden. Von drei verschiedenen Standorten wurden je 4 Fichten, von einem weiteren Standort 4 Forchen gefällt, und zwar je 2 Stämme im Sommer, die beiden anderen im Winter. Sämtliche Bäume waren 90—100jährig und vollkommen gesund. Die Probekörper wurden etwa einen Monat nach der Fällung untersucht. Aus den Zugversuchen, die sehr stark schwankende Resultate zeigten, folgert Bau-

schinger, daß ein Einfluß der Fällzeit nicht zu erkennen sei. Bei den Biegeversuchen waren die Schwankungen viel geringer, doch konnten auch hier keine Unterschiede nach den Fällzeiten wahrgenommen werden. Die Druckversuche, bei denen Probekörper von etwa 9/9 cm Querschnitt und 15 cm Länge verwendet wurden, hatten bedeutend gleichmäßigere Ergebnisse. Hier erwiesen sich die im Winter gefällten Körper als überlegen, und zwar verhielten sich die Druckfestigkeiten bei lufttrockenem Zustand bei den Forchen wie 1:1,35, bei den Fichten je nach den drei Standorten wie 1:1,20 bzw. 1,01 und 1,34. Auch bei der Scherfestigkeit, die Bauschinger in Radialflächen parallel zur Faser untersuchte, ergab sich eine ähnliche Überlegenheit der Winterfällung, die im Mittel etwa 25⁰/₀ höhere Werte aufwies als die Sommerfällung.

Sehr beachtenswert sind die Ergebnisse, die Bauschinger mit dem Material derselben Stämme 4¹/₂—5 Jahre später gefunden hat⁶⁾. Nachdem ein Teil des Holzes der oben geschilderten Stämme inzwischen im Freien gelagert worden war, wurden diese Körper zur Vorbereitung einen Monat vor den Versuchen ins Zimmer gebracht. Die Stämme der Sommerfällung waren seit der Fällung 5¹/₄ Jahre, die der Winterfällung 4³/₄ Jahre gelagert. Bauschinger fand, daß sich indessen die spez. Gewichte kaum geändert hatten, dagegen zeigte die Druckfestigkeit eine beträchtliche Zunahme. Ausnahmen von dieser Erscheinung fanden nur statt, wo schon das äußere Aussehen weitgehende Zerstörungen durch Fäulnis erkennen ließ. Bauschinger folgert: „Die Zunahme der Druckfestigkeit ist bei den im Sommer gefällten Stämmen größer als bei den im Winter gefällten, so daß die anfänglich kurze Zeit nach dem Fällen geringere Druckfestigkeit der im Sommer gefällten Stämme diejenige der im Winter gefällten während des Ablagens ganz oder nahezu einholt.“

Die Untersuchungen Rudeloffs⁴⁵⁾ stimmen mit diesen Beobachtungen Bauschingers insofern überein, als im Dezember gefälltes Forchenholz die höchste Druckfestigkeit lieferte, während die Septemberfällung die niedrigsten Werte hatte. Die für im März und Juni gefälltes Holz ermittelten Zahlen lagen zwischen diesen beiden Grenzwerten. Bei langer Lagerung im Wald verlor sich der Vorsprung der Dezemberfällung.

Was den Einfluß der Fällzeit auf die Dauerhaftigkeit betrifft, so geben hierüber die in der Bauzeitung 1882 Nr. 78 veröffentlichten Versuche¹⁰⁾ einigen Aufschluß. Hier wurden 24 Fichtenstämme untersucht, von denen in jedem Monat je 2 gefällt waren. Die Proben wurden bis zur Lufttrockenheit gelagert und darauf in Sand im Freien eingebettet und von Jahr zu Jahr beobachtet. Nach 7 Jahren war die Zersetzung weit fortgeschritten, und die Stämme wurden nach dem Herausnehmen aus dem Sand durch Messung des Widerstands gegen den Schlag eines Fallgewichts geprüft. In gleicher Weise wurde der Zustand der im Trockenen aufbewahrten Stücke festgestellt. Die Widerstandsfähigkeit ergab in den beiden Fällen nachstehende Reihenfolge der Fällmonate, von der geringeren bis zur höheren Festigkeit ansteigend:

Im Sand: IX, VII, XI, VI, III, IV, VIII, XII, X, I, V, II

Im Trockenen: XII, IX, IV, VII, VIII, XI, X, III, VI, I, V, II.

Wenn man auf Grund dieser einzelnen Versuchsreihe überhaupt ein Urteil fällen will, wird man sich der Ansicht von Dankelmann und Judeich¹⁰⁾ anschließen müssen, daß eine direkte Abhängigkeit der Dauerhaftigkeit von der Fällzeit nicht besteht.

Nach den vorgeschilderten Versuchsergebnissen kann zusammenfassend gesagt werden, daß der Einfluß der Fällzeit auf Festigkeit und Dauerhaftigkeit des Holzes ohne große Bedeutung für die Verwendung zu Bauzwecken ist. Nördlinger schätzt Sommer- und Winterholz gleich ein und sieht nur im langsameren Trocknen und deshalb geringeren Reißen einen Vorzug des Winterholzes. Gayer¹⁴⁾ endlich schreibt alle Unterschiede des Verhaltens von Sommer- und Winterholz der Nachbehandlung zu, die allerdings zum Teil von der Jahreszeit beeinflußt sein kann. Es dürfte sich unter diesen Umständen erübrigen, für das bei Holzbauten zur Verwendung kommende Holz hinsichtlich der Fällzeit bindende Vorschriften zu erlassen. Ein Verbot der Verwendung von im Sommer gefällttem Holz wäre ohnehin meist zwecklos, da selbst erfahrene Holzfachleute nur in Ausnahmefällen auf Grund einer Besichtigung mit einiger Sicherheit anzugeben vermögen, ob ein Rundholzposten einer Sommer- oder Winterfällung entstammt. Noch weniger ist dies bei geschnittenem Holz möglich. Auch kann der Nachweis der Fällzeit in allen Fällen, wo aus dem Handel bezogenes Holz in Frage kommt, nicht erbracht und noch weniger nachgeprüft werden.

G. Blaufäule.

Von der Blaufäule können die meisten Nadelhölzer befallen werden. Während aber ihre Verbreitung bei Fichten und Tannen sehr beschränkt ist, wird das Forchenholz außerordentlich häufig von ihr angegriffen, so daß ein näheres Eingehen auf ihre Ursachen und Folgen beim Forchenholz gerechtfertigt erscheint.

Die Erkrankung wird durch eine Reihe von Pilzen, die unter dem Namen der *Ceratostomella pilifera* zusammengefaßt werden, hervorgerufen und kommt am lebenden und gefällten Holz, jedoch ausschließlich im Splint, vor. Voraussetzung für den Befall durch sie ist bei lebenden Bäumen eine Beschädigung der Rinde und ein anormal niedriger Wassergehalt, etwa durch Raupenfraß oder Wurzelekrankung hervorgerufen. Bei gefälltten Stämmen und bei gesägtem Holz ist das dauernde Vorhandensein feuchtigkeitsgesättigter Luft in der Umgebung des Holzes und in seinen Poren wesentlich. Trockenheit und längere Wasserlagerung verhindern das Wachsen der Bläue vollkommen. Die Sporen der Pilze sind zwar nicht lange keimfähig — nach Troschel-Falck⁶⁶⁾ unter günstigen Umständen etwa einen Monat — aber sehr verbreitet, so daß beim Zutreffen der Voraussetzungen die Erkrankung fast regelmäßig eintritt. Das stärkste Wachstum zeigen die Pilze vom Juni bis September. Sie verzehren dabei den Zellinhalt, Stärke, Fette und Plasmareste, woraus sich ihr besonders starkes Auftreten entlang den Markstrahlen erklärt. Die Zellwandungen dagegen werden nicht von ihnen angegriffen.

Wird erblautes Holz dauernd im Trockenen verwendet, so greifen die Pilze nicht weiter um sich, und auch sonstige Schädigungen treten nicht auf. Bleiben dagegen die Verhältnisse der Pilzentwicklung günstig, so dehnt sich die Blaufärbung mit der Zeit über den ganzen Splint aus. Meist stellt sich im ferneren Verlauf eine rostbraune Streifung ein, die jedoch nicht von dem Erreger der bei Fichten häufig vorkommenden Rotfäule herrührt und im Gegensatz zu dieser auf den Splint beschränkt bleibt. In diesem Stadium der Erkrankung sind die Festigkeitseigenschaften des Holzes stark beeinträchtigt, ja die Vermorschung geht so weit, daß das Splintholz ohne Mühe mit der Hand abgebröckelt werden kann.

Aus dem Umstand, daß bei Blaufäule nur der Zellinhalt, nicht die Zellwandungen angegriffen werden, erklärt sich die Tatsache, daß sowohl die Versuche Rudeloffs⁴⁵⁾ wie die Baumanns⁴⁾ keine Unterschiede in der Zug-, Druck- und Biegefestigkeit blauen Forchenholzes gegenüber den von den Pilzen nicht befallenen Holzteilen nachweisen konnten. Rudeloff will sogar eher eine kleine Erhöhung des spez. Gewichts und der Holzfestigkeit bei blauem Forchenholzsplint festgestellt haben. Auch bezüglich des Schwindens und Quellens besteht nach den Untersuchungen Schwappachs⁵⁹⁾ kein Unterschied zwischen gesundem und blauem Forchensplint. Die Dauerhaftigkeit des blau-streifigen Holzes läßt sich durch Imprägnierung ebenso erhöhen wie die des gesunden, doch ist der Verbrauch an Tränkungsstoff etwas größer.

Die Blaufäule stellt sonach an sich keine Wertminderung für die bautechnische Verwendbarkeit dar. Man wird deshalb einzelne von ihr befallene Hölzer um so weniger von der Verwendung auszuschließen brauchen, als nach Troschel-Falck⁶⁶⁾ noch eine Reihe weiterer mindestens ebenso verbreiteter Pilze derselben Art bekannt sind, die in gleicher Weise auf das Holz einwirken, aber mangels jeder Verfärbung des Holzes der Prüfung entgehen. Kommt Blaufäule jedoch in einer Lieferung in großem Umfang vor, so bildet sie ein Anzeichen dafür, daß die Pflege des Holzes wenig sorgfältig und sachgemäß war. Derartiger Ware gegenüber ist Vorsicht am Platze, da sie bei nicht hinreichend trockener Verwendung dem Befall durch andere Schädlinge weniger widersteht.

H. Splint und Kern.

Die Bewegung des Safts vollzieht sich nicht gleichmäßig in allen Teilen des Stammquerschnitts, sie spielt sich vielmehr nur in den äußeren, jüngsten Jahrringen ab, während der innere Teil des Stammquerschnitts, der Kern, vom Saftfluß kaum mehr berührt wird. In ihm lagern sich im Laufe der Jahre Stoffe verschiedener Art ab, so Harz, Gummi, Gerbstoffe, Minerale, Farbstoffe. Bei manchen Holzarten ändert sich dadurch die Farbe des Kerns gegenüber der des Splints, z. B. bei Forche, Lärche und Eiche, ohne daß dieser Vorgang jedoch von grundsätzlicher Bedeutung wäre. Was den Anteil des

Splints am Gesamtquerschnitt betrifft, so schwankt dieser bei den verschiedenen Holzarten und innerhalb der einzelnen Holzart stark. Während z. B. ältere Lärchen und Eichen meist nur wenige cm Splint zeigen, kommt bei Forchen 10 cm und mehr Splintbreite häufig vor. Die Splintbreite ist um so größer, je feuchter das Klima und je schwächer die Belichtung ist. Ebenso ist nach Gayer¹⁴⁾ der Splint auf gutem Boden meist breiter als auf schlechtem. Am Zopfende pflegt die Zahl der Splintjahrringe und ihre Gesamtbreite geringer zu sein als am Stockende. Das Verhältnis des Kerndurchmessers zum Gesamtdurchmesser ist oben größer als unten. Mit fortschreitendem Alter wird bei den meisten Hölzern die Splintholzmenge absolut betrachtet zwar noch größer, dagegen geht sie im Verhältnis zur Gesamtholzmenge zurück.

Vom bautechnischen Gesichtspunkt aus wird das Splintholz sehr häufig als minderwertig betrachtet, und zwar hinsichtlich seiner Festigkeitseigenschaften, seiner Dauerhaftigkeit und wegen seines stärkeren Arbeitens. Im folgenden soll auf diese 3 Punkte näher eingegangen werden.

a) Festigkeitseigenschaften.

Man muß sich bei allen diese Frage behandelnden Versuchen darüber im klaren bleiben, daß Splint- und Kernholz naturnotwendig zu verschiedenen Zeiten und deshalb vielleicht unter verschiedenen Bedingungen gewachsen sind, so daß sie unter Umständen bezüglich des Aufbaues der Jahrringe große Unterschiede aufweisen können, auch wenn die Proben in unmittelbarer Nähe voneinander entnommen sind. Mit dieser Einschränkung finden sich unter den Versuchen Nördlingers⁴⁰⁾ mit Fichten, Forchen, Lärchen und Eichen einige, die einen guten Vergleich von Splint und Kern aus denselben Körpern ermöglichen. Für Fichten ergeben sich, allerdings nur auf Grund von 2 Vergleichspaaren, für den Splint um 12⁰/₀, 25⁰/₀ und 20⁰/₀ höhere Werte des Raumgewichts, der Zug- und Druckfestigkeit gegenüber dem Kern. Beim Lärchensplintholz ermittelte Nördlinger für die Druckfestigkeit durchweg, und zwar um ca. 10⁰/₀ niedrigere, für Zug- und Biegezugfestigkeit teilweise etwas niedrigere Werte. Freilich enthielten wegen der geringen Breite des Lärchensplints hierbei die meisten Splintversuchsstücke noch $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{3}$ Kernholz, so daß ein genauer Vergleich nicht möglich ist. Beim Forchenholz zeigte sich die Zug- und Biegezugfestigkeit, beim Eichenholz nur die Biegezugfestigkeit des Splints der des Kerns etwas überlegen, während für die Druckfestigkeit des Forchensplintholzes eher das Gegenteil zutraf. Wegen der geringen Anzahl der Vergleichsversuche Nördlingers und ihrer stark schwankenden Werte stellen sich diese Ergebnisse als wenig sicher dar, so daß sie ohne eingehende Nachprüfung kaum verallgemeinert werden dürfen.

Die Untersuchungen Rudeloffs⁴⁴⁾ mit Forchenholz liefern hinsichtlich der Druckfestigkeit von Splint und Kern ebensowenig ein einwandfreies Bild, da ein großer Teil der Proben aus Splint und Kern zusammengesetzt ist. Aus den Bestimmungen des Raumgewichts, die für

Splint 0,38—0,58, im Mittel 0,48, für Kern 0,48—0,72, im Mittel 0,59, also 33⁰/₁₀₀ mehr ergaben, läßt sich zwar eine höhere Druckfestigkeit des Kerns vermuten. Die Scherversuche sprachen eindeutig zugunsten des Kerns, der etwa 17⁰/₁₀₀ höhere Werte aufwies, wie folgende Zusammenstellung im einzelnen zeigt:

	lufttrocken		grün
Splint	radial 104 kg/qcm	Splint	radial 60 kg/qcm
„	tangential 92 „	„	tangential 50 „
Kern	radial 120 „	Kern	radial 68 „
„	tangential 106 „	„	tangential 63 „

Aus den Zug- und Biegungsversuchen derselben Veröffentlichung lassen sich keine Unterlagen zum Vergleich von Kern und Splint gewinnen.

Eine weitere Versuchsreihe, die die Frage der Festigkeit von Splint- und Kernholz behandelt, hat Janka⁹⁾ durchgeführt. Hierbei fand sich für den Splint eine um ca. 20⁰/₁₀₀ höhere Druckfestigkeit als im Kern. Doch darf dieses Ergebnis wegen der besonderen Verhältnisse bei diesen Versuchen nicht verallgemeinert werden. Mit der Erhöhung der Druckfestigkeit im Splint war durchweg gleichzeitig eine Steigerung des Raumgewichts und des Herbstholzanteiles der Jahrringe verbunden, die nach außen schmaler wurden. Man wird somit die Zunahme der Druckfestigkeit in der Hauptsache als eine Folgeerscheinung dieser letzteren Umstände ansprechen müssen.

Zum Schluß seien noch die Versuche Baumanns⁴⁾ erwähnt mit Forche, Esche und Eiche. Auch hier zeigte sich ein sehr schwankendes Bild. Baumann faßt das Ergebnis wie folgt zusammen:

„Soweit ein Schluß gezogen werden kann, ist bei gleichartigem Aufbau die Zugfestigkeit des Splintholzes im allgemeinen eher größer, die Druckfestigkeit dagegen eher kleiner als für das Kernholz. Die Biegezugfestigkeit findet sich nicht selten für das letztere größer als für das erstere.“

Man wird dieses Urteil Baumanns gleichzeitig auf die übrigen vorerwähnten Versuche übertragen können; vom Gesichtspunkt der Festigkeitseigenschaften aus würde sich damit ergeben, daß der Unterschied von Splint- und Kernholz für Bauzwecke ziemlich belanglos ist, und für einen Ausschluß des Splintholzes von der Verwendung keine Gründe vorliegen.

b) Dauerhaftigkeit.

Die dem Splint vielfach nachgesagte geringere Dauerhaftigkeit ist nach Lang³⁰⁾ auf seinen Gehalt an Nährsäften zurückzuführen. Umgekehrt glaubt Mayr³³⁾, daß das Kernholz durch seinen Farbstoffgehalt ein besonderes Schutzmittel aufweist. Gayer bestätigt diese Auffassung insofern, als der verfärbte Kern tatsächlich haltbarer sei, als der Splint gleicher Art und auch als der unverfärbte Kern der sogenannten Splinthölzer. Eine weitere Bestätigung dieser Anschauung kann auch darin gesehen werden, daß Eichenkernholz, in dem die Ausscheidung von Farbstoff ausnahmsweise unterblieb (mondringiges Eichenholz), auch geringere Haltbarkeit zeigt.

Im übrigen ist die höhere Dauerhaftigkeit des Kerns keine unbeschränkt gültige, unangefochtene Tatsache. Nach Nördlinger⁴¹⁾ ist

z. B. bei Fichtenholz am Zopfende der Splint haltbarer als der Kern. Zudem läßt sich die Haltbarkeit des Splints durch dieselben Maßnahmen steigern, die gegen die Folgen einer ungünstigen Fällzeit angewandt werden, und die auf dem Entziehen der Nährsäfte beruhen. So soll z. B. Eichensplint nach Nördlinger durch Schälens der Stämme bis unter die Krone im Mai und durch Absterbenlassen derselben auf dem Stock ähnliche Eigenschaften wie das Kernholz erhalten und sich auch dementsprechend verwenden lassen.

Ferner darf nicht vergessen werden, daß es neben speziellen Erkrankungen des Splints auch solche des Kerns gibt, und daß das Kernholz durch Verstopfung der Gefäße der Imprägnierung gegenüber größeren Widerstand leistet, und so bei imprägniertem Holz durch schlechtere Schutzwirkung die höhere Dauerhaftigkeit des Kerns teilweise ausgeglichen wird. Es ist zuzugeben, daß der Splint der Forche, die unter den Nadelhölzern als besonders haltbar angesehen wird, bei Verwendung im Freien häufig sehr vergänglich ist, wenn keine Schutzmaßnahmen ergriffen werden. Der Splint anderer Nadelhölzer ist nach vielfachen Erfahrungen meist haltbarer als der Forchensplint, so daß eine höhere Haltbarkeit des Forchenholzes höchstens bei dessen Kern erwartet werden kann.

Bei sachgemäßer Behandlung des Holzes vor der Verarbeitung und bei zweckentsprechender Anordnung der Konstruktion wird somit auch vom Standpunkt der Dauerhaftigkeit gegen die Verwendung von Splint nichts einzuwenden sein. In Fällen verstärkter Zerstörungsgefahr wird man ohnehin das Holz entweder durch geeignete Schutzmaßnahmen sichern, oder Holz von größerer Haltbarkeit verwenden müssen, sofern sich in solchen Fällen nicht überhaupt die Anwendung eines anderen Baustoffes empfiehlt.

c) Das Arbeiten.

Das Schwinden und Quellen des Holzes wird durch Verkleinerung bzw. Vergrößerung seines Feuchtigkeitsgehalts hervorgerufen. Entsprechend der Tatsache, daß der Kern vom Saftkreislauf kaum mehr berührt wird, und seine Hohlräume durch Ablagerungen verschiedener Art zum Teil ausgefüllt sind, weist der Splint des frischen Holzes höheren Feuchtigkeitsgehalt auf als der Kern. Dementsprechend schwindet der Kern stets weniger als der Splint. Bei Nadelhölzern ist das Schwinden des Kerns nach Gayer¹⁴⁾ noch schwächer als bei den Laubhölzern.

Das stärkere und raschere Quellen des Splintholzes gegenüber dem Kern ist nach den Untersuchungen Rudeloffs⁴⁸⁾ an Fichtenholz von einer anfangs rascheren Wasseraufnahme begleitet. Bei Wassersättigung nahmen Splint und Kern etwa gleich stark an Gewicht zu. Im Gegensatz hierzu ging das Trocknen und Schwinden bei Splint und Kern ziemlich gleich rasch vor sich.

Über das zahlenmäßige Verhältnis des Schwindens von Splint und Kern hat Rudeloff⁴⁴⁾ Versuche mit Forchenholz angestellt, bei denen der Splint tangential 27,6%, radial 9,1% stärker schwand. Dabei zeigte sich das Schwindmaß des Splints um so kleiner, je größer die

Jahrringbreite war. Bei seinen späteren Versuchen mit Fichtenholz fand Rudeloff⁴⁷⁾ das Schwindmaß des Splints parallel zur Faser etwa $\frac{1}{5}$, tangential $\frac{1}{12}$, radial $\frac{1}{3}$ größer als beim Kern.

Die schon erwähnten besonders rasch gewachsenen Fichten, die Janka⁹⁾ untersuchte, ergaben für Splint 3—50, im Mittel 27% höhere Schwindmaße, die durch Beobachtung der Flächenschwindung bestimmt sind und somit das geometrische Mittel der Schwindung tangential und radial darstellen. Im übrigen beobachtete Janka die kleinsten Unterschiede gegenüber dem Kern (bis zu nur 3%) bei denjenigen Stämmen, die zwischen Splint und Kern die kleinsten Unterschiede im Jahrringaufbau zeigten, also im Splint ähnlich breite und ähnlich wenig spätholzige Jahrringe wie im Kern aufwiesen. Diese letztere Erscheinung steht in Übereinstimmung mit der oben erwähnten Beobachtung Rudeloffs, daß das Schwindmaß des Splints mit zunehmender Jahrringbreite abnimmt und wird auch von R. Hartig²¹⁾ vollkommen bestätigt.

Rein zahlenmäßig scheint nach vorstehendem der Unterschied von Splint und Kern in der Raumbeständigkeit am stärksten zum Ausdruck zu kommen. Doch ist gerade ein Mangel in dieser Eigenschaft von untergeordneter Bedeutung, da möglichst weitgehendes Ausschalten der Schwunderscheinungen ohnehin eine Grundbedingung für dauernden und guten Verband einer Holzkonstruktion darstellt. Es müssen deshalb sowieso konstruktive Maßnahmen getroffen sein, um diesen Nachteil des Holzes soweit als möglich zu beheben.

Vergegenwärtigt man sich noch, welche praktischen Schwierigkeiten ein Ausscheiden des Splintes bei der Verwendung für Ingenieurholzbauten mit sich bringen würde — es ist als solches ja nur bei Forchen, Lärchen und Eichen an der anderen Färbung zu erkennen —, so wird man seine Zulassung, die bisher bei gewöhnlichen Zimmerarbeiten allgemein üblich war und dort zu keinen Mißständen Anlaß gegeben hat, auch für das neue Gebiet der Ingenieurholzbauten nicht einschränken können. Ein Verbot der Verwendung von Splintholz wäre aus den erwähnten Gründen bei Fichte und Tanne praktisch undurchführbar, seine Einhaltung könnte nur bei Forche, Lärche und Eiche überwacht werden. Es hätte zur Folge, daß das bisher von manchen Stellen bevorzugte Forchenholz wegen seiner großen Splintbreite aus wirtschaftlichen Gründen nicht mehr verwendet werden könnte.

J. Das Herz.

Unter dem Herz eines Stammes versteht man die inneren Jahrringe des Kerns, die teilweise auch als Mark bezeichnet werden. Eine kurze Besprechung des Herzholzes rechtfertigt sich dadurch, daß das Herz in seinen Festigkeitseigenschaften dem übrigen Holz meist erheblich nachsteht.

So hat Bauschinger bei seinen Zerreißversuchen mit 2—4 qcm starken Fichten- und Forchenstäben in den Schwartenstücken meist 5—6mal größere Festigkeiten gefunden als in der Stammmitte. Die

Druckproben wiesen zwar bei weitem nicht so große Unterschiede auf, aber auch hier zeigten die Herzstücke bei Fichtenholz stets, bei Forche in der Regel geringere Festigkeiten als die Seitenstücke. Die Schubfestigkeit, die Bauschinger in Radialflächen parallel zu den Fasern beobachtete, war bei den dem Herz nächstliegenden Versuchskörpern gleichfalls am geringsten. Die von Bauschinger⁷⁾ veröffentlichten Druckversuche mit Fichten, Tannen, Forchen und Lärchen bestätigen die vorgeschilderten Beobachtungen. In $\frac{4}{5}$ der Fälle ergeben die dem Herz entnommenen Proben geringere Festigkeiten als die 4 kreuzförmig danebenliegenden Versuchskörper. Ausnahmen von dieser Regel kamen nur bei Fichtenholz häufiger vor, und dann waren meist äußerlich erkennbare Ursachen (Äste) vorhanden, die die Festigkeit eines der Seitenwürfel unter die des Herzstücks herabsinken ließen. Die durchschnittliche Festigkeitsminderung des Kernstücks gegenüber den Seitenstücken betrug bei diesen Versuchen 10—40⁰/₀, im Mittel etwa 25⁰/₀.

In ähnlicher Weise fand Rudeloff⁴⁴⁾ bei Forchenholz die Scherfestigkeit parallel zu den Fasern in den Flächen radial und tangential zum Jahresringverlauf in der Nähe des Marks niedriger als im übrigen Kern.

Auch die Versuche Jankas⁹⁾ mit rasch erwachsenem Fichtenholz (vgl. hierzu Fußnote auf S. 00) zeigen bei den das Mark in einer Ecke enthaltenden Würfeln niedrigere Festigkeiten als die anderen, aus Kern- oder Splintholz bestehenden Stücke.

Nach der Auffassung Schwappachs⁵⁹⁾ ist nicht das Herzholz an sich geringwertiger als das Holz des übrigen Stammquerschnitts, vielmehr soll sich die Minderwertigkeit auf den Teil des Herzholzes beschränken, der in den ersten 30 Wachstumsjahren des Stammes gebildet wurde. Das in späterer Zeit entstandene Herzholz des oberen Stammteils soll eher besser sein als das weiter außenliegende Holz. Da aber bei der praktischen Verwertung dem unteren Teil des Stammes die Hauptbedeutung zukommt, bleibt die Tatsache bestehen, daß das Herz hinsichtlich seiner Festigkeit in erster Linie nachteilige Eigenschaften aufweist.

Um einer zu weitgehenden Beeinträchtigung der Festigkeit von Holzkonstruktionen durch das schwächere Herzholz vorzubeugen, enthalten manche Ausführungsvorschriften die Bestimmung, daß das Herz der Stämme von der Verwendung auszuschließen oder mindestens durch einen Sägeschnitt aufzutrennen ist. Wegen der großen praktischen Schwierigkeiten, die der vollkommenen Ausscheidung des Herzholzes im Wege stehen — die wenigsten Stämme sind so gerade gewachsen, daß eine Bohle von angemessener Stärke das Herz auf die ganze Länge enthält —, sollte die erste Forderung aufgegeben werden. Die Bestimmung, daß ein Sägeschnitt durch das Herz geführt wird, ist dagegen für das Holz der Fachwerkskonstruktionen sehr zweckmäßig, da die Wahrscheinlichkeit eines großen Herzholzanteils im Stabquerschnitt dadurch vermindert wird. Die Gefahr einer ungünstigen Beeinflussung durch Herzholz kann bei mehrteiligen Querschnitten weiter dadurch verkleinert werden, daß beim Zusammenbau der Hölzer die Herzseite

nach außen gelegt wird. Die Dübel und auch die Stellen stärksten Leibungsdrucks von Bolzenverbindungen kommen auf diese Weise nicht in das Herzholz zu liegen. Im übrigen muß der Möglichkeit, daß Herzholz verwendet wird, durch Wahl der zulässigen Beanspruchung Rechnung getragen werden.

Für gewöhnliche, auf Biegung beanspruchte Bauglieder, wie Balkenlagen, Sparren, Pfetten und andere liegen dagegen keine Gründe vor, die derartige Bestimmungen rechtfertigen würden. Besonders bei schweren Profilen läßt es sich nicht vermeiden, Herzholz zu verwenden, und in diesen Fällen pflegt es in der Nähe der neutralen Faser zu liegen, wo ohnehin die Normalspannungen unbedeutend sind.

K. Der Einfluß von Waldkanten.

Je nach dem Grad, bis zu dem Waldkanten beim Einschneiden des Bauholzes zugelassen werden, schwankt die Ausnutzungsziffer, die das Verhältnis des gewonnenen Kantholzes zum verbrauchten Rundholz angibt. Dementsprechend steigt mit den Anforderungen an die Güte des Einschnitts auch der Preis des Kantholzes. In der Sägeindustrie unterscheidet man meist 4 Klassen von Kantholz, deren Begriffsbestimmung jedoch nicht eindeutig festliegt und vor allem in verschiedenen Teilen Deutschlands Unterschiede aufweist. Sie lassen sich etwa wie folgt umreißen:

1. Baukantiges Holz, bei dem die Säge alle vier Seiten des Querschnitts auf die ganze Länge berührt haben muß.

2. Holz mit üblicher Waldkante, die bis $\frac{1}{4}$ der größeren Querschnittsseite an Breite aufweisen darf.

3. Vollkantiges Holz. Hier darf die Breite der Waldkante bis $\frac{1}{7}$ der größeren Querschnittsseite betragen.

4. Scharfkantiges Holz, bei dem Waldkanten im allgemeinen nicht vorkommen sollen, doch werden auch hier vereinzelte Waldkanten bis zu $\frac{1}{10}$ der größeren Querschnittsseite auf kurze Längen zugelassen. Diese dem Begriff eigentlich widersprechende Toleranz hat eine innere Berechtigung. Auch bei sorgfältiger Arbeit können nämlich durch kleine Fehler beim Aufspannen und durch krummen Wuchs der Stämme geringfügige Waldkanten zustande kommen, die für die Tragfähigkeit so bedeutungslos sind, daß sich ein Ausschließen der betreffenden Stücke nicht rechtfertigen ließe, um so mehr als es sich bei Ingenieurkonstruktionen nicht um Vorrats-, sondern um Listenholz handelt, und für ausgeschlossene Stücke eine halbwegs rationelle Wiederverwendung sehr selten möglich ist.

Daß das unter 1. aufgeführte baukantige Holz nur für untergeordnete Zwecke in Frage kommt, erhellt ohne weiteres. Auch Holz mit üblicher Waldkante ist für Ingenieurholzbauten nicht verwendbar, da das Abbinden und der Zusammenbau desselben nicht mit derjenigen Sorgfalt erfolgen kann, die Voraussetzung für das Zutreffen der Rechnungsannahmen ist.

Inwiefern die durch Waldkanten hervorgerufenen Beeinträchtigungen des Bauholzes zahlenmäßig von Bedeutung sind, soll für verschiedene Verhältnisse von Querschnittshöhe und -breite noch näher untersucht werden.

Für Stäbe von Fachwerkskonstruktionen, die in der Hauptsache axiale Beanspruchungen erfahren, kommt es hierbei auf die Verminderung des Querschnitts an. Nimmt man an,

1. daß die Waldkanten im Querschnitt als gerade Linien etwa unter 45° zu den Querschnittseiten verlaufen,

2. daß bei $h:b$ gleich $1 \div 1,5$ an allen 4 Ecken gleichzeitig die maximalen Waldkanten auftreten,

3. daß bei $h:b$ gleich $2 \div 4$, d. h. an Profilen, die nicht als Vollhölzer gewonnen werden, an 2 Ecken die größtmöglichen Waldkanten vorhanden sind,

so stellen diese Voraussetzungen die denkbar ungünstigsten Verhältnisse dar, die in Wirklichkeit kaum je auftreten werden. Hierbei ergeben sich folgende prozentuale Querschnittsschwächungen:

$h:b =$	1	1,5	2	3	4
Holz mit üblicher Waldkante ($\frac{1}{4} h$)	6,3%	9,4%	6,3%	9,4%	12,5%
Vollkantiges Holz ($\frac{1}{7} h$)	2,1%	3,1%	2,1%	3,1%	4,1%
Scharfkantiges Holz ($\frac{1}{10} h$)	1,0%	1,5%	1,0%	1,5%	2,0%

Man wird hiernach ohne weiteres die Berechtigung der Toleranz beim scharfkantigen Holz anerkennen, bei dem die Schwächung ungünstigsten Falles noch innerhalb der normalen Rechnungsgenauigkeit bleibt. Aber auch beim vollkantigen Holz sind die möglichen Querschnittsminderungen praktisch noch unwesentlich. Wenn trotzdem wenigstens für Fachwerksträger allgemein scharfkantiges Holz vorgeschrieben wird, so geschieht dies wohl mit der Absicht, den Ausführenden auf den Unterschied gegenüber einer gewöhnlichen Zimmerkonstruktion hinzuweisen und zu sorgfältigster Arbeit anzuhalten.

Bei auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteilen ist für die Zulässigkeit von Waldkanten die Verminderung des Trägheitsmoments maßgebend. Um diese zahlenmäßig zu erfassen, werde von sonst gleichen Voraussetzungen wie oben ausgegangen, jedoch lehrt die genaue Berechnung, daß die größte Verminderung des Trägheitsmoments nicht bei einem Winkel von 45° zwischen Waldkante und kürzerer Querschnittsseite sondern bei einer etwas geringeren Neigung eintritt.

Unter Berücksichtigung dieses Umstands findet man die denkbar höchste prozentuale Abminderung des Trägheitsmoments wie folgt:

$h:b =$	1	1,5	2	3	4
Holz mit üblicher Waldkante	14,7%	22,0%	14,7%	22,0%	29,5%
Vollkantiges Holz	5,4%	8,0%	5,4%	8,0%	10,7%
Scharfkantiges Holz	3,7%	4,1%	2,7%	4,1%	5,4%

Es zeigt sich also, daß sich der Einfluß der Waldkanten auf das Trägheitsmoment etwa $2\frac{1}{2}$ mal so stark geltend macht, wie auf den Querschnitt. Überlegt man aber, daß die auf Biegung beanspruchten Balken nur an einzelnen Stellen ihrer Länge durch das größte Moment beansprucht werden, so erscheint es unbedenklich, für die normalen Zwecke (Balkenlagen, Pfetten, Sparren) vollkantiges Holz zuzulassen, um so mehr als die größten Waldkanten am Balkenende aufzutreten pflegen, wo keinesfalls das Momentenmaximum liegt.

III. Grundlagen für die Berechnung von Ingenieurholzkonstruktionen.

A. Belastungsannahmen.

Für die Berechnung von Ingenieurholzbauten sind die gleichen Belastungsannahmen maßgebend, die für die übrigen Bauweisen gelten. Es erübrigt sich daher in diesem Zusammenhang ein Eingehen auf die bestehenden Vorschriften im allgemeinen, dagegen sollen die Eigen-gewichtsannahmen für Holz einer kritischen Durchsicht unterzogen werden.

Daß in dieser Beziehung noch Unsicherheit herrscht, ergibt sich aus den zum Teil beträchtlichen Unterschieden, die die verschiedenen bau-polizeilichen Bestimmungen hierin aufweisen. In der Tabelle 2 sind die in Frage kommenden Werte nach den preußischen „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die zu-lässigen Beanspruchungen der Baustoffe“ vom 24. Dezember 1919, den in Bayern geltenden „Oberpolizeilichen Vorschriften für die Aufstellung und Prüfung von Tragfähigkeitsnachweisen bei Bauwerken“ vom 14. April 1918 und der Verordnung vom 31. März 1911 zum Allgemei-nen Baugesetz für Sachsen zusammengestellt.

Tabelle 2. Spezifische Gewichte für Bauholz nach den baupolizeilichen Vorschriften in

Holzart	Preußen (baureif)	Bayern (lufttrocken)	Sachsen (lufttrocken)
Fichte	0,600	0,550	0,550
Tanne	0,600	0,650	0,550
Forche	0,700	0,650	0,600
Lärche	0,650	0,650	—
Buche	0,800	0,800	0,750
Eiche	0,900	0,900	0,800

Das das spezifische Gewicht der Hölzer vom Feuchtigkeitszustand in hohem Maße beeinflußt wird, muß entschieden werden, welcher Feuchtigkeitsgrad den Belastungsannahmen zugrunde zu legen ist. Die oben angeführten Vorschriften setzen lufttrockene bzw. baureifes Holz voraus, gehen also verständigerweise nicht von stark feuchtem Zustand aus. In der Literatur wird der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes meist in Prozent des Absoluttrockengewichts ausgedrückt. Mit dieser Be-rechnungsart hat Janka folgende gut kennzeichnende Einteilung vor-geschlagen: „zimmertrocken“ für 10—13⁰/₀, „lufttrocken“ für 13 bis 16⁰/₀, „luftfeucht“ für 16—19⁰/₀ Feuchtigkeit. Geringere Feuchtigkeits-grade sind praktisch bedeutungslos, da sie nur künstlich hergestellt und erhalten werden können. Die meisten in lufttrockenem Zustand unternommenen wissenschaftlichen Versuche würden unter den Begriff zimmertrocken nach Janka fallen. Holzkonstruktionsglieder in Bau-werken können, wie mehrfach durch Messungen festgestellt worden ist,

als luftfeucht angesehen werden. Hierunter fallen vor allem offene Hallen und geschlossene ohne Heizung. Ausnahmen bilden Bauwerke, in denen aus Gründen des Betriebs mit anhaltender starker Dampfbildung zu rechnen ist. Ebenso können Konstruktionsteile, die den Witterungseinflüssen unmittelbar ausgesetzt sind, höhere Feuchtigkeit aufweisen.

Mit Rücksicht auf die Verschiedenheit der zuzulassenden Spannungen erscheint es angezeigt, in Zukunft in baupolizeilichen Vorschriften Unterschiede nach dem Grad des zu erwartenden Feuchtigkeitszustands eintreten zu lassen. Für die normalen überdachten Konstruktionen könnte dann ohne Bedenken vom luftfeuchten Zustand ausgegangen werden, wodurch die Eigengewichtsannahmen nicht mehr so hoch wie bisher gehalten zu werden brauchten, und ein sparsameres Konstruieren ermöglicht wäre, während bei den ungünstigeren Fällen entsprechende Zuschläge eintreten müßten.

Von den zahlreichen Gewichtsbestimmungen der hauptsächlich Bauholzarten sind in der Tabelle 3 diejenigen zusammengetragen, die durch Angabe des Feuchtigkeitsgehalts sowie durch die Zahl der Messungen besonders geeignet erscheinen. Wenn auch nicht alle Quellen gleich wertvoll für die Bestimmung der Durchschnittsgewichte sind, so zeigt doch die Tabelle, unter welchen Verhältnissen die einzelnen Werte gefunden wurden, und zwischen welchen Grenzen die unterstrichenen Mittelwerte sich bewegen. In der letzten Spalte sind die Mittelwerte auf einen Feuchtigkeitsgehalt von 18⁰/₁₀₀ näherungsweise umgerechnet und auf volle 10 kg aufgerundet, so daß auf dieser Basis ein wahrscheinlichster Mittelwert für das spezifische Gewicht jeder Holzart gefunden werden kann.

a) Fichte. Sieht man von den außerordentlich leichten Stämmen unter 7) ab, die für die Durchschnittsbildung nicht berücksichtigt wurden, so ergibt sich für luftfeuchten Zustand ein vermitteltes spezifisches Gewicht von 0,44—0,48 und als wahrscheinlichster Durchschnittswert etwa 0,46.

b) Tanne. Hier bewegt sich das spezifische Gewicht in ganz ähnlichen Grenzen wie beim Fichtenholz, und auch der wahrscheinlichste Durchschnittswert ist derselbe. Bemerkenswert ist jedoch, daß sowohl Nördlinger wie Bauschinger mit ihrem süddeutschen Holz für Tannen höhere spezifische Durchschnittsgewichte gefunden haben als für Fichte, während umgekehrt Schwappach mit seinem Holz norddeutscher Herkunft das gegenteilige Ergebnis erhielt.

c) Forche. Im großen und ganzen stellen sich hier die Luftfeuchtgewichte höher als bei Fichte und Tanne und zwar etwa zwischen 0,52 und 0,57. Als wahrscheinlichster Durchschnittswert ergibt sich etwa 0,54. Vergleichshalber sind noch einige Angaben über das Gewicht der Weimutskiefer aufgeführt, das viel niedriger als bei Fichte und Tanne ermittelt wurde. Doch soll wegen der geringen Anzahl der Beobachtungen kein endgültiges Urteil gefällt werden.

Da Laubholz nur in ganz untergeordnetem Umfang zu Holzkonstruktionen verwendet wird, genügt es, kurz darauf hinzuweisen, daß für Eiche und Buche die entsprechenden wahrscheinlichsten Durchschnittswerte in luftfeuchtem Zustand aus den Beobachtungen von Rudeloff, Nördlinger, Schwappach, Tetmajer und Baumann etwa zu 0,77 für Eiche und 0,74 für Buche gefunden wurden.

Bei den aus Tabelle 3 ersichtlichen Schwankungen der spezifischen Gewichte ist es naheliegend, an Stelle der vorgenannten wahrschein-

Tabelle 3. Spezifisches Gewicht von Nadelhölzern.

Nr.	Quelle	Versuchsmaterial	Herkunft des Versuchsmaterials	Feuchtigkeitsgehalt φ in % des Trockengewichtes	Spezifisches Gewicht in kg/cbm	auf $\varphi = 18\%$ reduz.
a) Fichte.						
1	Nördlinger ⁴⁰⁾	Ca. 200 Probestücke	fast ausschl. süddeutsches Holz aus versch. Gegenden u. Höhen	~ 10	418	440
2	Bauschinger ⁵⁾	aus Zugversuchskörpern aus Biegungsversuchskörpern von Bauschinger auf 11% Feuchtigkeit umgerechnet aus Druckproben desgl. auf 11% umgerechnet	je 4 Stämme aus 3 verschiedenen Standorten in Bayern	13,6—16,3—35 im Mittel 40	380—450—570 387—491—588	460 430
3	Bauschinger ⁶⁾	dasselbe Material nach 5jährigem Lagern	je 4 Stämme aus 3 verschiedenen Standorten in Bayern	16,4—25—58,8 11	340—450—600 320—410—510	430 430
4	Bauschinger ⁷⁾	16 Stämme 80 Probekörper	verschiedene Standorte in Bayern	13,7—17,2—28,2	340—422—520	430
5	Tetmajer ⁶²⁾	11 Stämme	Schweiz, versch. Höhenlagen	7,4—8,7—10,0 15—17,0—23,0 27—44—120	370—479—650 370—486—660 410—577—760	490 490 490
6	Schwappach ⁵⁸⁾	Mittel ganzer Stämme 60 Stück	versch. Standorte in Ostpreußen, Schlesien, Thüringen, Harz	11—25	370—420—485	420
7	Janka ²⁷⁾	ganze Stämme 28 Stück einzelne Körper ganze Stämme einzelne Körper	{ 10 Stämme aus Nordtirol 6 „ „ Wiener Wald 12 „ „ Erzgebirge }	15 15 0 0	367—424—534 346 — 574 341—394—505 321 — 551	430 430 430 430
8	Janka ⁹⁾	Mittel aus 6 ganzen Stämmen	Kärnten	0	337 — 405	
9	Rudeloff ^{48 I)}	aus Druckproben aus Biegeproben aus Quellproben	Harz und Ostpreußen	~ 12 ~ 12 ~ 12	402—461—533 397—457—526 398—454—539	480 480 480
10	Rudeloff ^{48 II)}	32 Stämme	Harz und Ostpreußen	~ 12 0	429 415	450 450

		b) Tanne.				
	ca. 400 Versuche, 13 Stämme	versch. Standorte a. Württemberg	10	465	490	
1	Nördlinger ⁴⁰⁾					
2	Bauschinger ⁷⁾	6 Stämme 30 Körper	7,3—8,7—10,0 15,0—16,6—20,3 27,7—48,0—84,0	420—477—590 390—477—520 480—604—750	490 490 490	
3	Tetmajer ⁶²⁾	9 Stämme	10,4—25	365—482—480	440	
4	Schwappach ⁵⁸⁾	12 ganze Stämme	0	364—412—458	460	
		c) Forche.				
1	Nördlinger ⁴⁰⁾	6 Stämme aus Zugproben aus Biegeproben v. Bauschinger red. auf 110/0 aus Druckproben aus Druckproben v. Bauschinger red. auf 110/0	versch. Standorte i. Württemberg	10	551	580
2	Bauschinger ⁵⁾	4 Stämme aus Lichtenfels in Bayern	~ 15 ~ 40 11 ~ 24 ~ 35 ~ 11	380—470—580 506—610—709 450—530—580 460—515—640 490—590—680 440—510—600	480 540 540 540 540 540	
3	Bauschinger ⁶⁾	5 Jahre nach Fällung	versch. Standorte in Bayern	13,6—20—20,5	445—514—610	510
4	Bauschinger ⁷⁾	9 Stämme 45 Körper	versch. Standorte in Bayern	8—9—13,6 14,5—16,5—20,0 28,8—56—122	370—520—680 390—560—660 430—686—990	540 540 540
5	Rudeloff ¹⁴⁾	3 Stämme	Brandenburg	~ 12 ~ 12	382—548—717 423—501—546	570 520
6	Schwappach ⁵⁸⁾	Mittel 135 ganzer Stämme	versch. Standorte i. Ost-, West- preußen, Posen, Pommern, Schlesien	0	381—478—549	540
		d) Weimutskiefer.				
1	Nördlinger ⁴⁰⁾	3 Stämme	versch. Standorte i. Württemberg	~ 10	445	470
2	Bauschinger ⁷⁾	2 Stämme 10 Körper	Bayern	6,9—7,6—8,0 14,0—14,8—15,6 72—99—117	280—301—330 300—315—340 470—537—580	330 330 330
3	Schwappach ⁵⁸⁾	Mittel ganzer Stämme	versch. Standorte in Schlesien	0	332—370—395	410

lichsten Durchschnittswerte vorsichtshalber etwas erhöhte Beträge in die baupolizeilichen Bestimmungen einzuführen. Bei der Bemessung des Sicherheitszuschlags sind noch folgende Punkte zu erwägen. Durch Äste erfährt das Holzgewicht gegenüber den in den Versuchen meist vorliegenden astfreien Stücken noch eine geringe Erhöhung, die jedoch mit 5 kg/cbm hinreichend bemessen sein wird. An Eisenzeug hat man für gewöhnliche Konstruktionsteile, wie Sparren, Balkenlagen und ähnliches kaum mehr als 5 kg pro cbm zu berücksichtigen. Bei Spezialkonstruktionen erhöht sich dieser Betrag je nach Konstruktionsart bis auf 100 kg und sollte hier gesondert in Ansatz gebracht werden. Wesentliche Gewichtserhöhungen durch höheren Feuchtigkeitsgrad können bei den der Feuchtigkeit nicht besonders ausgesetzten Konstruktionen nicht in Frage kommen. Ursprünglich ungenügend getrocknetes Holz wird unter Dach bei den meist schwachen Profilen rasch trocknen. Andererseits werden bei Gewichtsberechnungen etwaige Waldkanten sowie Verschwächungen durch Überplattung, schräge Abschnitte an den Enden und anderes nicht gerechnet, wodurch im Durchschnitt eine Gewichtsminderung von 3—6 % einzutreten pflegt.

Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte erscheint folgende Fassung der Belastungsannahmen empfehlenswert:

Eigengewicht von hölzernen Baugliedern,

a) wenn dieselben vor Witterungseinflüssen und sonstiger Durchfeuchtung geschützt sind:

Fichte und Tanne	500 kg/cbm
Forche	600 „
Laubholz	800 „

b) für Holz im Freien und in feuchten Räumen sowie für Holz als Stapelware sind die Werte unter a) um 100—150 kg pro cbm zu erhöhen.

B. Zulässige Beanspruchungen.

Um die zulässigen Höchstbeanspruchungen eines Baustoffes festzusetzen, hat man seine durchschnittlichen Bruchfestigkeiten zu ermitteln und von diesen ausgehend eine Abminderung vorzunehmen, deren Höhe sich in der Sicherheitszahl (Bruchfestigkeit:zulässige Beanspruchung) ausdrückt und von der Zuverlässigkeit des Baustoffs, der Entwurfs- und Werkstattbearbeitung abhängt. Diese beiden maßgebenden Faktoren sind bei Holzbauten recht schwierig zu erfassen.

Geht man zunächst von gesunden, regelmäßig gewachsenen Probestücken aus, so zeigen schon unter gleichen Bedingungen auf gleichem Standort erwachsene Stämme einer Holzart ansehnliche Festigkeitsunterschiede. Betrachtet man z. B. bei den von Schwappach untersuchten Hölzern die Mittelwerte der Druckfestigkeit ganzer Stämme, so zeigen sich innerhalb der Stammgruppen gleicher Herkunft Unterschiede der Durchschnittsfestigkeit einzelner Stämme von etwa 10 % nach oben und unten vom Durchschnittswert aus gerechnet. Gelegentlich kommen jedoch auch Abweichungen von über 20 % vom Mittel einer Gruppe vor. Innerhalb jedes einzelnen Stammes schwankt ferner die vermittelte Druckfestigkeit der einzelnen Querschnitte und

zwar derart, daß der Höchstwert meist am unteren Stammende auftritt, und der Mindestwert etwa 65—90% des Höchstwerts ausmacht. Über die Festigkeitsunterschiede innerhalb eines Querschnitts sei auf II. H. und J. verwiesen. Noch größer werden die Schwankungen in den Festigkeitseigenschaften, wenn auch Körper mit unregelmäßiger, z. B. astiger Struktur in Betracht gezogen werden.

Die Festigkeitseigenschaften eines und desselben Stücks verändern sich ferner mit der Feuchtigkeit in der Weise, daß bei Zunahme der Feuchtigkeit die Festigkeit abnimmt. Während bezüglich dieses Einflusses auf die Zug- und Scherfestigkeit nur vereinzelte Messungen vorliegen, die keine zuverlässige Auswertung ermöglichen, sind die Zusammenhänge zwischen Feuchtigkeit und Druckfestigkeit bei den Nadelhölzern durch die Versuche von Bauschinger, Rudeloff, Janka und Lang hinlänglich klargestellt. Vom vollkommen trockenen

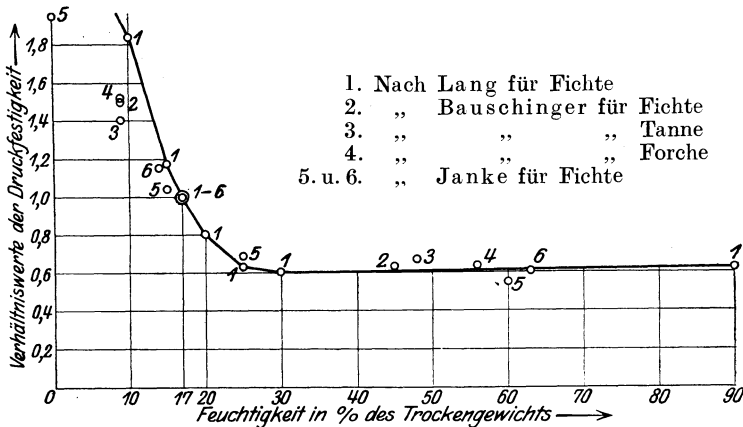


Abb. 1. Feuchtigkeitsgehalt und Druckfestigkeit von Nadelholz parallel zur Faser.

Zustand bis zu einem Feuchtigkeitsgehalt von etwa 40% fällt die Druckfestigkeit anfangs sehr rasch und allmählich langsamer auf etwa $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{4}$ ihres Höchstwerts, um dann bei weiterer Wassersättigung unbedeutend zuzunehmen. Zahlenmäßig lassen sich diese Verhältnisse etwa so ausdrücken, daß die Druckfestigkeit im lufttrockenen Zustand (12%) rund 60—70%, im luftfeuchten Zustand (17%) rund 40—60% des Höchstwertes im vollkommen trockenen Zustand beträgt, und daß vom luftfeuchten Zustand bis zu 35% Feuchtigkeit abermals eine Einbuße von rund $\frac{1}{3}$ der Festigkeit eintritt. Um den Grad der Übereinstimmung der verschiedenen Versuchsreihen zu überprüfen, sind in Abb. 1 die Feuchtigkeitsprozente und die Verhältnisse der jeweiligen Druckfestigkeit zur Druckfestigkeit bei 17% Feuchtigkeit zusammengestellt bzw. aufgetragen. Als Vergleichsbasis wurde eine Feuchtigkeit von 17% gewählt, weil diesem Zustand die größte praktische Bedeutung zukommt, und die dabei gültige Druckfestigkeit mit guter Genauigkeit aus allen Versuchen festgestellt werden konnte. Das gewonnene Bild

zeigt dasjenige Maß von Übereinstimmung, das bei Holzuntersuchungen etwa erwartet werden kann.

Als weiterer die Festigkeitseigenschaften des Holzes beeinflussender Faktor kommt nach den Versuchen Bauschingers⁶⁾ der seit der Fällung verstrichene Zeitraum in Betracht. Die unabhängig von weiterer Austrocknung eintretende Verfestigung des Holzes beläuft sich nach den Bauschingerschen Druckversuchen 5 Jahre nach der Fällung auf etwa $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{3}$ der 3 Monate nach der Fällung beobachteten Werte. Für die übrigen Festigkeitseigenschaften ist durch Wykander⁶⁹⁾ an schwedischen Hölzern gleichfalls eine Erhöhung mit zunehmendem Alter nach der Fällzeit festgestellt worden. Auch Baumann⁴⁾ beobachtete an verschiedenen Holzarten eine sehr ausgeprägte Zunahme der Festigkeit nach längerer Lagerzeit. Wesentliche Schlüsse lassen sich jedoch aus diesem Verhalten nicht ziehen, da bis jetzt der Zeitpunkt des Festigkeitsmaximums nicht bekannt ist, und die im folgenden herangezogenen Versuche mit Material ausgeführt wurden, das zum Teil hinsichtlich des zwischen Fällung und Untersuchung verstrichenen Zeitraums erhebliche Unterschiede aufweist, so daß in den Versuchsergebnissen dieser Einfluß latent enthalten sein wird.

In welcher Höhe bisher durch die Baupolizei Bestimmungen in Deutschland die zulässigen Beanspruchungen festgesetzt sind, geht aus der Tabelle 4 hervor. Die preußischen und bayrischen Vorschriften

Tabelle 4. Zulässige Beanspruchungen nach den baupolizeilichen Vorschriften in

Art der Beanspruchung	Preußen				Bayern		Sachsen	
	Fichte	Tanne	Forche	Eiche	Nadelholz	Eiche	Nadelholz	Eiche
$\sigma_{\text{Zug}} //$ zur Faser . . .	90	80	100	100	100	120	100	120
$\sigma_{\text{Zug}} \perp$ zur Faser . . .	—	—	—	—	—	—	—	—
$\sigma_{\text{Druck}} //$ zur Faser . . .	50	50	60	80	70	90	60	90
$\sigma_{\text{Druck}} \perp$ zur Faser . . .	—	—	—	—	20	40	30	50
$\sigma_{\text{Biegung}} //$ zur Faser . .	90	80	100	100	90	110	100	120
$\tau //$ zur Faser	8	8	10	10	10	20	15	20
$\tau \perp$ zur Faser	—	—	—	—	30	60	30	50

erlauben für Bauten zu vorübergehenden Zwecken eine Erhöhung der zulässigen Spannungen um 25⁰/₀. Es scheint nachgerade an der Zeit zu sein, dieser Bestimmung, für deren Rechtfertigung wirklich kein vernünftiger Grund aufzufinden ist, ein Ende zu machen. Abgesehen davon, daß der Begriff eines Bauwerks zu vorübergehenden Zwecken sehr fragwürdig ist, und gerade in den letzten Jahren manches Provisorium eine beträchtliche Dauer erreicht hat, ist nicht einzusehen, weshalb bei solchen Bauten höhere Spannungen zulässig sein sollten. Jedenfalls kann nicht damit gerechnet werden, daß den zugelassenen höheren Beanspruchungen höhere Festigkeiten der Konstruktion entsprechen. Im Gegenteil ist erfahrungsgemäß gerade bei hierhergehörigen Bauten meist die Auslese des Holzes weniger streng und die Verzimierung weniger pünktlich. Die Spannungserhöhung geht also ausschließlich zu Lasten der Sicherheitszahl. Man würde beispielsweise

eine vorübergehend erstellte Ausstellungs- oder Zirkushalle leichter konstruieren als einen als Dauerbau gedachten Kohlenschuppen oder eine Feldscheuer, trotzdem in den erstgenannten Bauwerken ganz andere Werte einer Gefährdung ausgesetzt werden als in diesen letzteren. Der Umstand, daß bei provisorischen Bauten manchmal gewisse ungünstigste Belastungsfälle (z. B. Schneelasten bei ausschließlichen Sommerbauten) nicht vorkommen, sollte logischerweise nur bei den Belastungsannahmen berücksichtigt werden.

In Ergänzung der Tabelle 4 sei weiter bemerkt, daß die für Sachsen aufgeführten Ziffern an die Bestimmung geknüpft sind, daß die Berechnung die stärksten Lasten in ungünstigster Stellung in Betracht zieht, und eine eingehende Beaufsichtigung während des Baues gesichert erscheint. Nur die preußischen Bestimmungen enthalten den Hinweis, daß „dauernd durchfeuchtetes Holz wesentlich geringere Widerstandsfähigkeit hat“.

Bevor zur zahlenmäßigen Behandlung der zulässigen Spannungen übergegangen wird, sollen einige hierfür maßgebende Gesichtspunkte vorangestellt werden. Damit man beim Ansatz der Sicherheitszahl nicht zu vielen Einflüssen gerecht zu werden braucht, muß danach gestrebt werden, möglichst eindeutige Voraussetzungen zu schaffen, und die Wirkung einzelner unsicherer Komponenten, soweit angängig, durch gesonderte Behandlung abzuspalten. In dieser Richtung wirken folgende Maßnahmen:

1. Die Gefahren, die durch Verwendung minderwertig gewachsenen oder unzweckmäßig behandelten Rohmaterials entstehen können, sollen durch die im Abschnitt I entwickelten Anforderungen nach Möglichkeit verkleinert werden.

2. Die Abbindearbeiten sind unter dauernder Kontrolle durch einen Fachmann derart vorzunehmen, daß pünktliche, plangemäße Ausführung gewährleistet ist. Auch der Zusammenbau an der Baustelle ist durch Spezialarbeiter anzuleiten.

3. Die Berechnung hat unter Zugrundelegung der ungünstigsten Lasten in der ungünstigsten Stellung zu geschehen.

4. Eine Berücksichtigung etwaiger Erschütterungen bei der Wahl der Sicherheitszahl, wie dies u. a. Tetmajer und Lang vorschlagen, ist unzweckmäßig. Da die Gefährlichkeit der Erschütterungen maßgebend abhängig ist vom Anteil der erschütternden Last an den Gesamtspannungen, ist es vielmehr das Gegebene, durch Wahl eines entsprechenden Erschütterungskoeffizienten, der vor allem für rhythmische Erschütterungen reichlich hoch gewählt werden muß, diese Wirkung bei der Zusammensetzung der Belastungen zu berücksichtigen.

5. Bei dem schon näher behandelten starken Einfluß der Durchfeuchtung ist eine Scheidung der Bauwerke entsprechend dem Vorgang im vorhergehenden Abschnitt dringend geboten. Bei starker Feuchtigkeit ausgesetzten Bauten müssen die sonst zulässigen Beanspruchungen, wie dies auch Lang vorgeschlagen hat, herabgesetzt werden. Im folgenden wird vom luftfeuchten Zustand ausgegangen.

6. Durch entsprechende Maßnahmen bei der Dimensionierung der Konstruktionsteile kann manchen nachteiligen Wirkungen von Zufällig-

keiten, wie sie beim Holz nicht völlig zu vermeiden sind, entgegengewirkt werden. In dieser Beziehung sei auf Abschnitt III D verwiesen, dessen Forderungen teilweise Voraussetzungen des folgenden bilden.

In den Tabellen 6—12 sind die Bruchfestigkeiten für verschiedene Nadelhölzer auf Grund der wichtigsten veröffentlichten Versuchsreihen zusammengetragen. Die Sichtung dieses Stoffs ist im folgenden so vorgenommen, daß eine bestimmte Festigkeitseigenschaft für die verschiedenen Holzarten zusammen behandelt ist.

Im übrigen sei zu diesen Tabellen bemerkt, daß neben den unterstrichenen Mittelwerten im allgemeinen auch die oberen und unteren Grenzwerte angegeben sind. Bei einzelnen Quellen ist auf die Angabe eines Mittelwerts verzichtet, besonders wenn die Zahl der Versuche zu gering, und ihre Ergebnisse zu schwankend waren.

a) Zugfestigkeit parallel zur Faser.

Die aufgeführten Werte weisen trotz des durchweg regelmäßig gewachsenen Versuchsholzes außerordentlich hohe Schwankungen auf. Vergleicht man zunächst die einzelnen Holzarten untereinander, so ergibt sich kein ausgesprochener Unterschied. Während die Untersuchungen Tetmajers die niedrigsten Werte für Tannenholz aufweisen, fand Nördlinger für Tannen einen wesentlich höheren Mittelwert. Auch der Unterschied zwischen Mittel- und Kleinstwert, der als

Tabelle. 5. Zugfestigkeit parallel zur Faser.

Nr.	Quelle	Holzart	Versuchsmaterial	Herkunft	Feuchtigkeitsgehalt %	Zugfestigkeit
a) Nadelhölzer.						
1	Nördlinger ⁴⁰	Fichte	7 Stämme	Württemberg	~ 10	429— <u>750</u> —1270
		Tanne	15 „	„	~ 10	405— <u>910</u> —>1559
		Forche	6 „	„	~ 10	608— <u>1050</u> —1956
2	Bauschinger ⁵⁾	Fichte	12 Stämme	Bayern	13—17—35	170— <u>715</u> —2450
		Forche	4 „	„	13—15—18	146— <u>690</u> —1660
3	Tetmajer ⁶²⁾	Fichte	11 Stämme	Schweiz	11—25	318— <u>602</u> —1030
		Tanne	9 „	„	10—25	259— <u>533</u> —799
		Forche	2 „	„	14—25	642— <u>720</u> —798
4	Lang ³⁰⁾	Fichte Forche			lufttrocken bis sehr naß	367—>1000 650—>1195
5	Baumann ⁴⁾	Fichte			~ 12	>453—>1684
		Tanne			~ 12	475—ca. <u>860</u> —1181
		Forche			~ 12	355—ca. <u>900</u> —1797
b) Laubhölzer.						
6	Nördlinger ⁴⁰⁾	Eiche			~ 10	391— <u>967</u> —1782
		Buche			~ 10	1037— <u>1430</u> —1826
7	Lang ³⁰⁾	Eiche			?	385— <u>650</u> —900
		Buche			?	1090 — >1580
8	Baumann ⁴⁾	Eiche			~ 12	491— <u>1080</u> —1682
		Buche			~ 12	1345— <u>1600</u> —1973

Kennzeichen für die Zuverlässigkeit einer Holzart angesehen werden kann, spricht nicht für die Bevorzugung irgendeiner Art. Man wird also auf eine Unterscheidung der verschiedenen Nadelhölzer verzichten können. Eine höhere Bewertung der Forche, wie sie z. B. in den preußischen Bestimmungen enthalten ist, scheint trotz der gelegentlich beobachteten etwas höheren Zugfestigkeit nicht angebracht, da diese erwähnten Messungen sich durchweg auf regelmäßig gewachsene Stücke beziehen, und gleichmäßig glatter Wuchs bei Fichte und Tanne häufiger als bei Forche anzutreffen ist.

Da die Veränderlichkeit der Zugfestigkeit mit der Feuchtigkeit noch nicht genügend geklärt ist, kann der Mittelwert von σ_z für luftfeuchten Zustand aus der Tabelle nur wenig zuverlässig angegeben werden. Erdürfte sich etwa zwischen 500 und 700 kg/qcm bewegen. Bei der Beurteilung der unteren Grenzwerte, die bei Bauschinger bis auf 146 kg/qcm heruntergehen, muß berücksichtigt werden, daß es sich dabei um Versuchskörper von nur 2—4 qcm Querschnitt aus dem schwächsten Teil des Stamms, dem Herz, handelt, und daß die im Bauwesen verwendeten größeren Querschnitte naturgemäß ausgeglichene Ergebnisse aufweisen müssen.

Ferner finden sich die rechnungsmäßigen maximalen Spannungen nur in denjenigen Querschnitten, die die maximale Schwächung aufweisen. In den ungeschwächten Stabteilen sind Wachstumsregelmäßigkeiten leichter Art — und nur solche können bei der Auswahl des Holzes übersehen oder zugelassen werden — ohne Bedeutung. Gegen Zufälligkeiten in den geschwächten Querschnitten sollen die Dimensionierungsregeln unter D. einen gewissen Schutz bilden. Wenn auch der oben auf 500—700 kg/qcm geschätzte mittlere Wert der Zugfestigkeit für Nadelholz durch besonders schwachen Wuchs und höhere Feuchtigkeit in vereinzelt Fällen auf 250 kg/qcm herabgemindert werden sollte, so ist wohl unter den oben gemachten Voraussetzungen eine zulässige Höchstspannung von 120 kg/qcm für Laub- und Nadelholz zusammen nicht bedenklich. Die Spanne zwischen den für Nadelholz und Eichenholz zugelassenen Werten, die in den Zahlen der Tabelle 5 keine hinlängliche Rechtfertigung findet, käme damit in Wegfall.

b) Zugfestigkeit senkrecht zur Faser.

Nach Baumann⁴⁾ ist die Zugfestigkeit senkrecht oder schräg zur Faser bei Nadelholz ohnehin kaum 5% derjenigen parallel zur Faser, so daß es mit Hinblick auf die durch Schwindrisse häufig hervorgerufene Lockerung des Faserzusammenhangs geboten erscheint, Zugspannungen senkrecht zur Faser überhaupt nicht zuzulassen, wie dies seither schon durch manche ergänzenden Bestimmungen von Eisenbahnbehörden geschehen ist. Jedoch muß dabei beachtet werden, daß häufig nur scheinbar Zugspannungen schräg zur Faser vorliegen, die sich in Wirklichkeit in örtliche Druckbeanspruchungen umsetzen und belanglos sind. Ein Beispiel hierfür gibt der in Abb. 2 skizzierte Knotenpunkt.

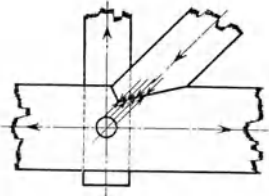


Abb. 2. Scheinbare Zugwirkung senkrecht zur Faser.

Tabelle 6. Druckfestigkeit parallel zur Faser.

Nr.	Quelle	Holzart	Versuchsmaterial	Herkunft	Feuchtigkeitsgehalt %	Druckfestigkeit = σ_D	σ_D für $\varphi = 17\%$
a) Nadelhölzer.							
Württemberg							
1	Nördlinger ⁴⁰⁾	Fichte	30 Stämme		~ 10	263—385—512	~ 260
		Tanne	15 "		~ 10	312—415—605	~ 280
		Föhre	6 "		~ 10	308—454—635	~ 300
2	Bauschinger ⁵⁾	Fichte	12 Stämme	Bayern	~ 20	138—244—374	~ 250
		Föhre	4 "	"	19—26	213—300—446	~ 360
3	Bauschinger ⁶⁾	Fichte	12 Stämme	Bayern	14—17—28	163—338—480	~ 340
		Föhre	4 "	"	14—20—21	286—403—514	~ 410
4	Bauschinger ⁷⁾	Fichte	16 Stämme	Bayern	7,4—8,7—10,0	364—599—853	~ 390
		"	16 "	"	15—17—23	279—398—568	~ 390
		"	16 "	"	27—44—120	180—251—370	~ 390
		Tanne	6 "	"	7,3—8,7—10,0	384—556—687	~ 390
		"	6 "	"	15—17—20	321—396—452	~ 390
		"	6 "	"	28—48—84	215—265—315	~ 390
		Föhre	9 "	"	8,0—9,0—14,0	315—625—900	~ 400
		"	9 "	"	14—16—20	260—410—591	~ 400
5	Tetmajer ⁶²⁾	"	9 "	"	29—56—122	129—256—386	~ 400
		"	11 Stämme	Schweiz	11—25	213—276—365	~ 270
		Fichte	9 "	"	10—25	194—283—381	~ 280
6	Rudeloff ⁴⁴⁾	Föhre	2 "	"	14—25	226—246—266	~ 250
		Föhre	3 Stämme	Brandenburg	grün	183—257—299	~ 360
		"	3 "	"	halbtrocken	325—355—384	~ 360
7	Rudeloff ⁴⁸⁾	"	3 "	"	lufttrocken	305—546—800	~ 360
		Fichte	32 Stämme	Harz u. Ostpreußen	> 100	143—197—237	~ 370
		"	"	dgf.	40—100	184—200—226	~ 370
"	"	"	"	< 40	215—382—456	~ 370	

8	Janka ²⁷⁾	Fichte "	28 Stämme	Wiener Wald, Nord- tirol, Erzgebirge	0 15	458—663—1120 244—354—529	~ 320 ~ 320
9	Janka ²⁷⁾	Fichte	6 Stämme	Kärnten	14	173 Minimum an 1 Stamm	
10	Schwappach ³⁵⁾	Fichte Tanne Forche	60 Stämme 12 " 135 "	Norddeutschland " "	~ 12 ~ 12 ~ 12	295—460—618 276—400—585 215—490—708	~ 340 ~ 300 ~ 360
11	Stamer ⁶¹⁾	Fichte	9 Stämme		8,2—10—13,7	238—475—765	~ 350
12	Baumann ⁴⁾	Fichte Tanne Forche			~ 12 ~ 12 ~ 12	~ 490 ~ 465 ~ 470	~ 360 ~ 340 ~ 340
b) Laubhölzer.							
13	Nördlinger ⁴⁰⁾	Eiche Buche	9 Stämme 6 "	Württemberg	~ 10 ~ 10	222—434—593 443—541—605	
14	Baumann ⁴⁾	Eiche Buche	6 Stämme 4 "	"	~ 12 ~ 12	237—660—869 350—570—739	

c) Druckfestigkeit parallel zur Faser.

Wie schon einleitend bemerkt, sind die Zusammenhänge zwischen Druckfestigkeit und Feuchtigkeit ausreichend festgestellt, so daß in der Tabelle 6 die Umrechnung auf luftfeuchten Zustand mit guter Annäherung vorgenommen werden konnte. Im Mittel ergibt sich hierbei eine Druckfestigkeit von 320—330 kg/qcm bei Fichte und Tanne und 340—350 kg/qcm bei Forche. Ob diese gegenüber Fichte und Tanne um ca. 5—8% höhere Druckfestigkeit der Forche eine höhere Festsetzung der zulässigen Spannung rechtfertigt, wie dies seither in den preuß. Bestimmungen der Fall ist, erscheint fraglich, um so mehr als die niedrigstwerte der Forche in der Tabelle 6 bei den Versuchen Nördlingers, Tetmajers, Bauschingers und Schwappachs im gleichen Rahmen wie bei den übrigen Hölzern sich bewegen. Ein Ähnliches gilt auch für die Druckfestigkeit des Eichenholzes.

Was den Übergang von Druckfestigkeit zur zulässigen Druckspannung betrifft, so dürfte hier eine 3—4fache Sicherheit gegenüber dem Mittelwert und eine 2fache Sicherheit gegenüber vereinzelt beobachteten besonders geringen Festigkeiten ausreichen. Sieht man von den durch höhere Feuchtigkeit veranlaßten niedrigeren Ergebnissen ab, so wird man aus Tabelle 7 als etwa zu gewärtigenden unteren Grenzwert 180 kg/qcm annehmen können. Demgemäß ergibt

sich als zulässige Druckbeanspruchung unter den hier geltenden Voraussetzungen 90 kg/qcm. Dieser Wert kann auch für Laubholz festgesetzt werden, womit die bisher zwischen Nadel- und Laubholz vorhandene Spanne, die zum mindesten für Eichenholz nicht berechtigt war, in Wegfall käme.

Der gemachte Vorschlag ist erheblich höher als die Werte, die in den zurzeit in Deutschland gültigen Bestimmungen vorgesehen sind

Tabelle 7. Druckfestigkeit senkrecht zur Faser nach Baumann⁴⁾.

Nr.	Holzart	Mittleres Raumbgewicht	Druckfestigkeit kg/qcm				Verhältniszahlen			
			Druckrichtung							
			Quer zur Faserrichtung				Quer zur Faserrichtung			
achsial	tangential	schräg	radial	achsial	tangential	schräg	radial			
a) Nadelhölzer.										
1	Fichte	0,45	555	71	39	58	100	12,8	7,0	10,5
		0,47	577	80	29	52	100	13,9	5,0	9,0
		0,49	596	92	31	46	100	15,4	5,2	7,8
Durchschnitt für Fichte							100	14,0	5,7	9,1
2	Tanne (Gotthardtanne)	0,50	482	84	22	41	100	17,4	4,6	8,5
		0,49	476	60	27	32	100	12,6	7,5	6,8
		Durchschnitt für Tanne							100	15,0
3	Forche	0,46	492	63	—	44	100	12,8	—	8,9
		0,54	409	64	—	44	100	15,6	—	10,8
	Kern	0,53	559	84	—	63	100	15,0	—	11,3
		0,54	591	85	38	41	100	14,4	4,4	6,9
	„	0,51	594	93	26	45	100	15,7	6,4	7,6
	„	0,55	619	92	—	56	100	14,9	—	9,1
	„	0,59	619	97	43	64	100	15,7	6,9	10,3
	„	0,66	622	122	—	86	100	19,6	—	13,8
	Splint	0,62	633	118	—	59	100	18,6	—	9,3
		0,55	633	109	33	37	100	17,2	5,2	5,8
	„	0,57	655	101	39	50	100	15,4	6,0	7,6
	„	0,62	711	135	33	55	100	19,0	4,6	7,7
	Südd. Forche	0,59	753	132	44	67	100	17,5	5,8	8,9
Durchschnitt für Forche							100	15,7	5,6	9,0
b) Laubhölzer.										
4	Eiche teilweise Splint Kern, ders. Bohle	0,81	409	130	—	173	100	31,8	—	42,3
		0,61	447	101	98	156	100	22,6	21,9	34,9
		0,60	451	105	102	166	100	23,3	22,6	36,8
		0,74	762	117	—	172	100	15,4	—	22,6
		0,80	869	136	—	184	100	15,6	—	21,2
Durchschnitt für Eiche							100	21,7	22,3	31,6
5	Weißbuche	0,80	727	156	—	256	100	21,5	—	35,2
6	Rotbuche	0,69	445	103	—	135	100	23,1	—	30,3
7	Pockholz	1,32	1054	—	850	943	100	—	80,6	89,5

(die früheren preuß. Bestimmungen ließen 80 kg/qcm ohne die 25⁰/₀ige Erhöhung bei Bauten zu vorübergehenden Zwecken zu). Es muß hierbei berücksichtigt werden, daß die unter D. genannten Dimensionierungsmethoden, im Hinblick auf die Knickung die Ausnützung dieser hohen zulässigen Spannung für die Bemessung von Stützen, Fachwerkstäben usw. fast ganz ausschließen.

Als eigentliches Anwendungsgebiet für die zugelassene Druckspannung verbleibt in erster Linie die Dimensionierung von Kraftübertragungsflächen an Stabanschlüssen, wie sie bei Versatzungen, Hirnholzstößen und Verzahnungen vorkommen. Für die bei Spezialkonstruktionen Verwendung findenden Verbindungsmittel soll jedoch durch die Festsetzung der zulässigen Druckspannungen der eingehenderen Behandlung unter III E nicht vorgegriffen werden.

d) Druckbeanspruchung senkrecht zur Faser.

Für die Bruchfestigkeit bei Druck senkrecht zur Faser ist die Stellung der Jahrringe (Abb. 3) von großem Einfluß, und auch die Abminderung der Prismenfestigkeit gegenüber der Würfelfestigkeit macht

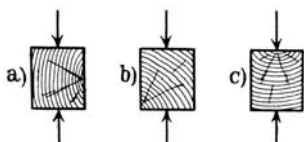


Abb. 3. Druck senkrecht zur Faser bei verschiedener Jahrringstellung.

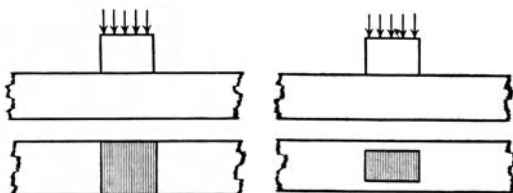


Abb. 4. Schwellendruck.

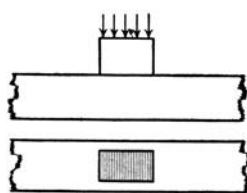


Abb. 5. Stempeldruck.

sich senkrecht zur Faser verständlicherweise viel stärker geltend als parallel zur Faser. Obwohl der Fall des vollbelasteten Querschnitts praktisch ziemlich bedeutungslos ist gegenüber dem viel häufiger auftretenden Schwellendruck (Abb. 4) und Stempeldruck (Abb. 5), sollen zunächst die Versuchsergebnisse bei vollbelastetem Querschnitt betrachtet werden.

a) Vollbelasteter Querschnitt.

In der Tabelle 8 sind die Messungsergebnisse Baumanns nach ⁴⁾ aufgeführt, soweit sie in diesem Zusammenhang von Bedeutung sind. Aus ihr ergibt sich hinsichtlich des Einflusses des Jahrringverlaufs, daß die Nadelhölzer bei Belastung tangential zu den Jahrringen die höchsten Festigkeiten aufweisen. Für das lufttrockene Versuchsmaterial betragen die absoluten Werte im Mittel etwa 70—100 kg/qcm, d. h. etwa $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{8}$ der Festigkeit parallel zur Faser. Bei radialer Belastung sind die entsprechenden Werte etwa 40—60 kg/qcm oder $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{12}$ der Längsfestigkeit. Noch bedeutend niedrigere Ergebnisse liefern die Körper mit schrägem Jahrringverlauf mit etwa 25—35 kg/qcm = $\frac{1}{16}$ — $\frac{1}{20}$ der Längsfestigkeit.

Viel günstiger stellen sich demgegenüber die Laubhölzer, soweit sie für Bauzwecke in Frage kommen. Für Eiche und Buche zeigt die

Tabelle tangential etwa 100—150 kg/qcm, radial 135—250 kg/qcm, so daß sich alles in allem nur eine Abminderung auf $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{5}$ der Längsfestigkeit ergibt.

Bei den von Föppl¹³⁾ angestellten Versuchen sind leider keine näheren Angaben über den Feuchtigkeitszustand gemacht. Im übrigen bewegen sich die Ergebnisse im Rahmen der von Baumann festgestellten Werte. Vergleichende Messungen von Druck parallel und senkrecht zur Faser an trockenen und durchnässten Körpern zeigen bei Belastung senkrecht zur Faser ein ähnliches, wenn auch verhältnismäßig geringeres Nachlassen der Festigkeit der feuchten Körper, eine Beobachtung, die auch mit den Untersuchungen Stammers⁶¹⁾ übereinstimmt, der vom lufttrockenen zum wassersatten Zustand parallel zur Faser 64⁰/₀, senkrecht zur Faser 31⁰/₀ Abnahme feststellte. Die Quetschgrenze, bei der eine rasche Zunahme der Zusammendrückung eintritt, liegt bei den von Föppl untersuchten Fichten und Forchen im trockenen Zustand etwa bei 25—30 kg/qcm. Diese Ergebnisse wurden ohne Rücksicht auf den Verlauf der Jahrringe ermittelt, doch fand auch Föppl, daß sich sowohl bei radialer, wie bei tangentialer Belastung höhere Werte ergeben als bei schrägem Verlauf der Jahrringe.

Von der Heranziehung anderer Versuchsergebnisse kann abgesehen werden, da durch die meist vereinzelt Beobachtungen keine wesentliche Ergänzung obiger Versuche gewonnen wird.

Beim Übergang von diesen Festigkeitswerten zu den zulässigen Spannungen ist zu berücksichtigen:

1. daß die verschiedenen Stellungen des Jahrringverlaufs mit ziemlich gleich großer Wahrscheinlichkeit eintreten können, so daß von der ungünstigsten Stellung ausgegangen werden muß.

Immerhin werden die im Bauwesen vorkommenden größeren Holzabmessungen den schrägen Faserverlauf nie an allen Stellen des Querschnitts aufweisen, sondern günstigere Verhältnisse zeigen. In diesem Zusammenhang ist von Interesse, welche Beobachtungen Föppl an Fichtenwürfeln von 30 bzw. 15 cm Seitenlänge aus demselben Material gemacht hat. Während bei den 4 Würfeln 30/30/30 das Herz des Stammes in der Mitte lag, hatten die 8 kleineren Würfel das Herz jeweils an einer Kante. Es ergab sich:

		bei Körpern 30/30/30 kg/qcm	bei Körpern 15/15/15 kg/qcm
Druckfestigkeit	// zur Faser	175,8 u. 189,3, i. M. 182,5	198, 203, 200, 200, i. M. 200
Quetschgrenze	⊥ „ „	16 u. 16 „ „ 16	14, 21, 13, 15 „ „ 16
Spannung bei 10 ⁰ / ₀			
Zusammendrückung	⊥ „ „	18 u. 18 „ „ 18	20, 25, 20, 16 „ „ 20
Bruchfestigkeit	⊥ „ „	rd. 48	29, 33, 20, 27 „ „ 25

Der Unterschied hinsichtlich der Bruchfestigkeit erweist sich also zugunsten der zentrisch gewachsenen Körper als sehr beträchtlich.

2. Daß nicht mit lufttrockenem Holz wie bei den Versuchen Baumanns gerechnet werden kann, vielmehr luftfeuchter Zustand voraus-

gesetzt werden muß, was aber, wie oben schon erwähnt, hier weniger stark ins Gewicht fällt als bei Belastung parallel zur Faser.

Diese beiden Punkte dürften durch Ansetzen der Würfel Festigkeit senkrecht zur Faser mit 20—25 kg/qcm für Nadelholz genügend berücksichtigt sein.

3. Daß die Höhe bei senkrecht zur Faser gedrückten Nadelhölzern von wesentlichem Einfluß auf die Festigkeit ist. Mit zunehmender Höhe im Verhältnis zum Querschnitt nimmt die Druckfestigkeit ab, und zwar nach den Versuchen Baumanns mit quadratischen Prismen von einer Höhe gleich der doppelten bzw. dreifachen Querschnittsseite um bis zu $\frac{1}{4}$ bzw. die Hälfte.

4. Daß die Höhe des Körpers auch durch die Größe der sich ergebenden Zusammendrückung nachteilig wirken kann. Hierzu sei erwähnt, daß nach Jackson²⁶⁾ und Graf¹⁹⁾ bei Versuchen mit Fichtenholz bei 10 kg/qcm eine Zusammendrückung von beinahe 1⁰/₀, und daß eine 10⁰/₀ige Zusammendrückung bei Föppl und Graf unter einer Belastung von etwa 25 kg/qcm eintrat.

Im Gegensatz zu den unter a) und c) behandelten Festigkeiten, bei denen die Sicherheitszahl gegenüber dem Mittelwert rund 5 bzw. 3—4 war, muß im vorliegenden Fall in Betracht gezogen werden, daß die im Bauwesen vorkommenden Druckspannungen senkrecht zur Faser bei einer Überanstrengung des Baustoffs bei sonst richtiger Konstruktion kaum je unmittelbar schwerwiegende Folgen herbeiführen. Ferner ist erfahrungsgemäß Holz mit unregelmäßigem Faserverlauf, der bei Beanspruchung parallel zur Faser beträchtliche Festigkeitsminderungen hervorruft und dort einen Hauptgrund für vorsichtige Wahl der Sicherheitszahl bildet, senkrecht zur Faser meist widerstandsfähiger als regelmäßig gewachsenes Holz. In dieser Beziehung sei auf die unter II B. angeführten Versuche hingewiesen. Man wird sich also mit einer geringeren Sicherheitsspanne zwischen zulässiger Beanspruchung und Festigkeit begnügen können.

Nach den vorgeschilderten Versuchsergebnissen sind für vollbelastete Querschnitte die in den sächsischen Bestimmungen zugelassenen Werte unbedingt zu hoch. In Fällen, bei denen kleine Zusammendrückungen belanglos sind, können unbedenklich 15—20 kg/qcm für Nadelholz und 30—35 kg/qcm für Laubholz zugelassen werden. Bei Konstruktionen dagegen, die durch örtliche Zusammendrückungen schwer übersichtbare statische Einflüsse erfahren können, sollten 12 kg/qcm für Nadelholz und 25 kg/qcm für Laubholz nicht überschritten werden.

β) Schwellen- und Stempelfestigkeit.

Über dieses Gebiet liegen Versuche von Föppl, Mörsch, Lang, Trauer, Jackson und Graf vor. Besonders die systematische Behandlung der Frage durch Graf¹⁹⁾ gibt Aufschluß über das Verhältnis von Schwellen- und Stempelfestigkeit zur Festigkeit bei Vollbelastung des ganzen Querschnitts.

Zunächst zeigt der Vergleich der Versuchskörper 4 und 5 in Abb. 6, die aus der angegebenen Veröffentlichung von Graf entnommen ist,

daß der Stempel mit rechteckigem Querschnitt nur unwesentlich kleinere Zusammendrückungen hervorruft als eine Schwelle von gleicher Fläche und Belastung. Besonders bei niedrigen Laststufen ist kein

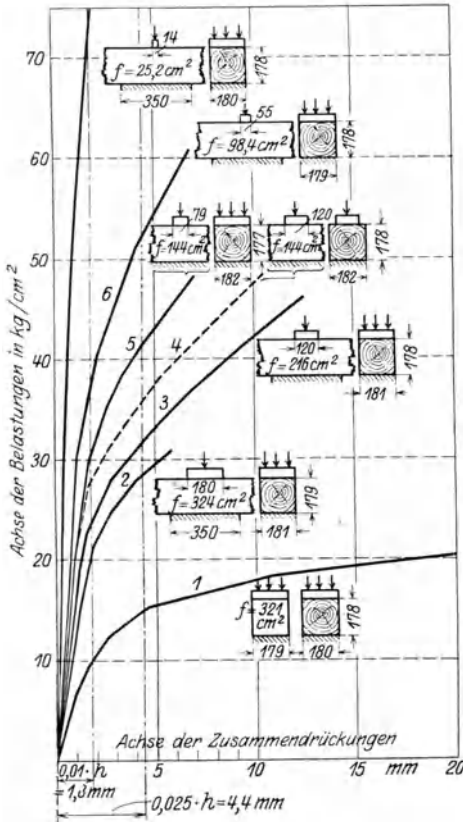


Abb. 6. Versuche über Schwellen- und Stempeldruck nach Graf¹⁹⁾.

Unterschied wahrnehmbar, und innerhalb der Grenzen der zulässigen Beanspruchung macht die Differenz kaum 12% aus. Dieses Ergebnis findet seine Erklärung darin, daß die an der Stempeldruckfläche vorbeilaufenden Faserbündel den benachbarten belasteten Fasern wenig Halt geben, diese vielmehr als bald abgeschert und eingedrückt werden. Etwas günstiger dürften, wie auch Lang vermutet, die Verhältnisse bei Rundstempeln gleicher Querschnittsfläche liegen, da hier mehr Faserbündel unter der belasteten Fläche durchlaufen, und von diesen die äußeren nur auf kleine Längen belastet sind. Andererseits werden aber bei in Rundholz ausgeführten Konstruktionen kaum die sonst von uns vorausgesetzten strengen

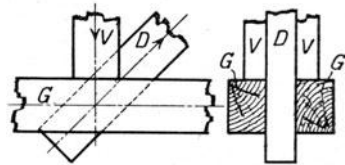


Abb. 7. Stempeldruckähnliche Auflagerung von V.

Anforderungen hinsichtlich Sorgfalt der Berechnung und Bearbeitung zutreffen. Bedenkt man weiter, daß bei dem wichtigen Fall der Fachwerkträger mit zweifachen Gurtungen sehr häufig ein Mittelding zwischen Schwellen- und Stempeldruck entsprechend Abb. 7 vorkommt, so wird man von der Zulassung höherer Spannungen bei Stempeldruck Abstand nehmen und beide Arten begrenzter Belastung in gleicher Weise behandeln können.

Des weiteren geht aus den Graf'schen Untersuchungen hervor, daß auch das absolute Breitenmaß der Lastfläche auf die Tragfähigkeit von großem Einfluß ist. Sieht man von der Schneidenbelastung bei Körper 7 (Abb. 6) ab, so schwanken die Zusammendrückungen in den Grenzen der Versuchskörper 2—6, die gleichzeitig auch die praktisch wesentlichen Fälle umfassen, etwa bis zum Doppelten des Mindestwerts. Bei

allgemeiner Festlegung der zulässigen Spannungswerte für Schwellendruck kann man von Belastungsbreiten von etwa 15 cm, in der Richtung der Schwellenfaser gemessen, ausgehen, was ungefähr dem Versuchskörper 2 bei Graf und den Versuchen Mörschs³⁸⁾ entspricht. Die Schwellenversuche Föppls mit Fichten und Forchen wurden zwar nur mit 10 cm Belastungsbreite durchgeführt, so daß sie für die Verallgemeinerung vielleicht etwas zu hohe Werte geben, andererseits sind aber bei ihnen die Überstände mit nur 10 cm zu kurz, als daß sie die Festigkeitserhöhung durch Schwellenwirkung voll hervortreten lassen. Die aus je 2 durchweg gut übereinstimmenden Zahlenwerten gemittelten Ergebnisse sind zugleich mit den Versuchen Mörschs in Tabelle 8 zusammengestellt.

Tabelle 8.

Druckfestigkeit senkrecht zur Faser bei Schwellenbelastung,
a) Nach Föppl¹³⁾.

Nr.	Holzart	Quetschgrenze			Bruchgrenze		
		Schwellendruck	Querfestigkeit	Verhältnis	Schwellendruck	Querfestigkeit	Verhältnis
1	Fichte . .	55,0	27,7	2,00	71,0	33,4	2,1
2	Fichte . .	70,5	30,5	2,30	95,0	35,2	2,7
3	Fichte . .	44,2	32,0	1,40	73,5	36,5	2,0
4	Forche . .	75,0	61,5	1,20	98,5	72,7	1,4
5	Forche . .	41,0	25,0	1,60	55,0	30,7	1,8
6	Forche . .	60,0	35,2	1,70	75,0	46,0	1,6

b) Nach Mörsch³⁸⁾.

Tannenholz			Buchenholz		
Druck kg/qcm	Einpressung mm	Bemerkungen	Druck kg/qcm	Einpressung mm	Bemerkungen
10	0		20	0	
13	0		30	0,2	
20	0,5		40	0,5	
30	2,0		50	0,7	
40	3,5	Abreißen der Faser	60	1,0	
50		Vollständiger Bruch	70	1,75	Beginn des Abscherens
			80	3,0	
			90	5,2	
			100	8,7	Zerstörung

Außer dem unter a) Gesagten sind bei der Schwellenbelastung noch folgende Punkte zu berücksichtigen:

Voraussetzung für das volle Eintreten der Schwellenwirkung bildet ein genügend langes Überstehen der Schwelle über die Druckfläche in der Faserrichtung, da sonst unter der Querbelastung frühzeitig ein Aufplatzen der Hirnholzflächen eintritt. Die Versuche Trauers⁶⁵⁾ sind aus diesem Grund für die Beurteilung der Schwellenwirkung kaum verwertbar. Als Minimum des Überstandes sollte auf beiden Seiten die doppelte Schwellenhöhe, jedoch nicht unter 30 cm vorhanden sein.

Ferner haben die Schwellen häufig außer der senkrecht zur Faser wirkenden Belastung noch weitere, aus anderen konstruktiven Aufgaben herrührende Spannungen, meist Zug, Druck oder Biegung aufzunehmen.

Bei Zugspannungen, wie sie in den Spannriegeln von Hängewerken und in der Untergurtung von Fachwerkträgern häufig gleichzeitig mit Schwellendruck vorkommen, kann man sich wohl nach Lewe³¹⁾ die Wirkungsweise der Holzfasern nach Art eines Seils vorstellen, bei dem eine gewisse Quersamendrückung auf die Zugfestigkeit ohne Belang ist. Man muß jedoch dabei im Auge behalten, daß die Holzfasern nicht nach Art der Drähte in Drahtseilen in der Längsrichtung ununterbrochen durchlaufen, vielmehr nur geringe Längen haben und durch schubfeste Verwachsung gestoßen sind. Stärkere Zusammenpressung läßt eine Lockerung dieser Verwachsung und damit eine Beeinträchtigung der Zugfestigkeit erwarten. Außerdem werden bei höheren Laststufen die Frühholzfasern an den Kanten der Druckflächen abgesprengt, während allerdings die Späthholzfasern auch bei hoher Belastung meist nicht zerstört werden. Versuchsergebnisse über Beeinträchtigung der Zugfestigkeit durch gleichzeitigen Querdruck liegen bis heute leider noch nicht vor.

Bei Baugliedern, die auf Druck in der Längsrichtung hoch beansprucht sind, wird die Widerstandskraft durch gleichzeitige Quersamendrückung wohl noch mehr beeinträchtigt werden, da die Kanten der Belastungsflächen den Ausgangspunkt für örtliches Ausknicken der Holzfasern bilden und dadurch die Stauchung in der Längsrichtung einleiten.

Auf Biegung beanspruchte Bauglieder lassen dementsprechend bei starker örtlicher Querbeltung an gefährlichen Querschnitten ebenso eine Verringerung der Tragfähigkeit erwarten.

Mit Rücksicht auf diese Verhältnisse werden für die Festsetzung des zulässigen Schwellendrucks zweckmäßigerweise wie unter a) zwei Fälle unterschieden.

Bei einfach liegenden Umständen, d. h. wenn durch örtliche Zusammenpressungen keine schwer übersehbaren statischen Einflüsse hervorgerufen werden, und wenn gleichzeitig die Schwelle keine beträchtliche Anstrengung in der Längsrichtung auszuhalten hat, kann für Nadelholz ein Schwellendruck von 30 kg/qcm, für Laubholz von 50 kg/qcm zugelassen werden. Nach Graf wäre hierbei mit einer Zusammenpressung von nicht mehr als 3% der Höhe zu rechnen, und nach Mörsch wäre kaum die Hälfte dieses Betrags in Aussicht zu nehmen, wobei gleichzeitig noch eine etwa 50%ige Mehrbelastung bis zum Eintreten örtlicher Zerstörungen erfolgen kann.

Liegen jedoch gegen Zulassung von kleinen Zusammenrückungen statische Bedenken vor, oder ist das Schwellenholz in der Längsrichtung hoch beansprucht, so sollten Schwellendrucke von 20 kg/qcm bei Nadelholz und von 40 kg/qcm bei Laubholz nicht überschritten werden. Solche Verhältnisse müssen insbesondere bei Holzfachwerksträgern vorausgesetzt werden, weshalb dort Werte wie die von Pfütz⁴²⁾ vorgeschlagenen unbedingt zu hoch sind.

Was den Leibungsdruck von Verbindungsmitteln senkrecht zur Faser betrifft, so wäre auch hier wie bei den Beanspruchungen parallel zur Faser auf die Verschiedenartigkeit der Wirkungsweise Rücksicht zu nehmen; die hier vorgeschlagenen Grenzwerte sollen daher nicht ohne weiteres für die Spannungsnachweise der Verbindungsmittel maßgebend sein.

e) Druckfestigkeit schräg zur Faser.

Um die zulässigen Druckbeanspruchungen bei einer Kraftwirkung schräg zur Faser festzusetzen, gibt es zwei Wege. Der erste besteht in der Interpolation zwischen die bekannten Grenzwerte bei Druckbeanspruchung parallel und senkrecht zur Faser nach irgendeiner Methode. Daß dieser Weg nur ein Notbehelf sein kann, zu dem mangels sonstiger Anhaltspunkte gegriffen wird, ist einleuchtend. Jackson hat wohl in diesem Sinn seinerzeit den Vorschlag gemacht, „Zwischenwerte nach einer Ellipse einzuschalten, deren Halbachsen durch die zulässigen Spannungen parallel und senkrecht zur Faser gebildet werden“.

Der andere Weg besteht in einer planmäßigen Klarstellung der Druckfestigkeit schräg zur Faser durch Versuche und ist allein geeignet, zuverlässige Ergebnisse zu liefern. Bis heute liegen jedoch nur wenige Versuchsreihen vor, die aber immerhin eine brauchbare Auswertung ermöglichen. Hierher gehören die Untersuchungen von Gerecke¹⁶⁾ und von Baumann²⁾ und ⁴⁾, von denen aber die erste nicht die Würfel- festigkeit, sondern die Stempelfestigkeit behandelt. Untersucht wurden 6 cm dicke Körper aus Forchenholz, die auf ihrer Oberfläche von 11/11 cm durch einen Eisenstempel von 4/4 cm zentrisch belastet wurden. Die schwer genau festzustellende Bruchfestigkeit ist hier etwas willkürlich so fixiert, daß die Spannung bei einer Eindrückung von 0,49 mm, unter der bei Druck parallel zur Faser der Bruch erfolgt war, auch bei schrägem Druck als Bruchspannung angesehen wurde. Gerecke ermittelte auf diese Weise die nachstehenden Werte, denen gleichzeitig die Spannungen bei 0,2 mm Eindrückung beigefügt sind:

Winkel zwischen Druck und Faser- richtung	Spannung bei 0,2 mm Eindrückung	Bruchspannung (bei 0,49 mm Eindrückung)
0°	145 kg/qcm	270 kg/qcm
12,5°	150 „	221 „
30°	55 „	115 „
47°	40 „	64 „
72,5°	25 „	39 „
90°	22 „	32 „

Demgegenüber beziehen sich die sehr umfangreichen und im folgenden in erster Linie zugrunde gelegten Versuche Baumanns auf lufttrockene Probewürfel einer Gotthardtanne und anderer für Bauzwecke kaum in Frage kommender Hölzer. Sie berücksichtigen außer der Neigung zwischen der Faser und der Druckrichtung auch den

Winkel zwischen Druckrichtung und Jahrringverlauf. Da man die Wahl dieses letzteren Winkels nicht in der Hand hat, muß dessen ungünstigster Wert vorausgesetzt werden. Die Ergebnisse sind in Zeile 1 der Tabelle 9 aufgeführt. Bei Ansatz der zulässigen Spannungen ist

Tabelle 9. Druckfestigkeit schräg zur Faser.

Nr.	Art der Ermittlung	Winkel zwischen Faser- u. Druckrichtung						
		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
1	Festigkeit n. Baumann	484	350	165	75	40	26	22
2	oder verhältnismäßig . . .	100	72,5	34,3	15,5	8,3	5,4	4,5
3	m. Sicherheitszahl 5,4 dividiert	90	65	30,7	14,0	7,4	4,8	4,1
4	mit Sicherheitszahl 1,8 dividiert	265	192	90	41	22	14,2	12
5	zwischen 3 und 4 vermitt.	90	75	50	27,5	17	12,6	12
6	Spannungsellipse	90	41,4	23,4	16,8	13,8	12,4	12
7	Neuere Methode von Jackson	90	66	47	32	21	14	12
8	nach Gerecke	90	70	38	23	17	12,5	12

zu beachten, daß, wie sich bereits aus Abschnitt c und d ergibt, die Wahl verschiedener Sicherheitszahlen für Druck parallel und senkrecht zur Faser gerechtfertigt ist. In Abb. 8 ist der Versuch gemacht, für den Fall des voll belasteten Querschnitts zwischen die beiden Grenz-

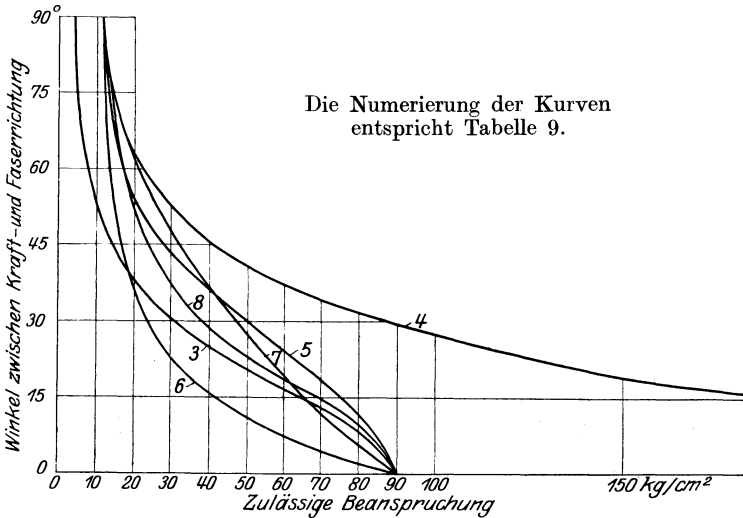


Abb. 8. Druckbeanspruchung schräg zur Faserrichtung (vgl. Tabelle 9).

werte parallel und senkrecht zur Faser von 90 bzw. 12 kg/qcm auf Grund der Baumannschen Versuche Zwischenwerte einzuschalten.

Die Sicherheitszahlen betragen bei Druck parallel zur Faser $\frac{484}{90} = 5,4$, bei Druck senkrecht zur Faser $\frac{22}{12} = 1,8$. In Zeile 3 und 4 der Tabelle 9

sind durch Division mit diesen beiden Zahlen in die Werte der Zeile 1 zwei Zahlenreihen aufgefunden worden, die in Abb. 8 dargestellt sind, und zwischen die die zulässigen Werte eingeschaltet werden müssen. Dieses Verfahren besitzt den Vorzug der Anschaulichkeit, wenn auch eine gewisse Willkürlichkeit nicht zu vermeiden ist. Das Ergebnis ist in Zeile 5 und durch die Linie 5 dargestellt. Vergleichshalber sind auch die Werte nach der entsprechenden Spannungsellipse und nach einem neueren Vorschlag von Jackson²⁶⁾ eingetragen, der auf Grund der Baumannschen Versuche gemacht wurde. Endlich ist noch der von Gerecke gefundene Linienzug verzeichnet, der sowohl mit dem oben ermittelten, wie mit dem neueren nach Jackson gut übereinstimmt. Nur die nach der Ellipse interpolierten Werte weichen stark ab und sind unbegründet nieder, so daß dieses Verfahren für die Zukunft aufgegeben werden sollte. Im übrigen dürfte es vorläufig mit Rücksicht auf die wenig sicheren Unterlagen hinreichen, zwischen die beiden Werte für Druck parallel und senkrecht zur Faser 2 Werte für Winkel von 30° und 60° einzuschalten und erforderlich werdende Zwischenwerte in einfacher Weise geradlinig zu interpolieren.

f) Biegungsfestigkeit.

In der Festigkeitslehre wird bei Biegungsberechnungen die Voraussetzung gemacht, daß die Spannungen proportional dem Abstand von der neutralen Faser sind. Bei Holz trifft diese Annahme mit guter Annäherung nur bei geringen Belastungen zu, da der Elastizitätsmodul für Zug und Druck nicht hinreichend gleich und bei verschiedenen Lasthöhen nicht konstant ist. Bei Annäherung gegen die Bruchbelastung verschiebt sich das Spannungsbild gegenüber dieser Annahme in dem Sinn, daß die Druckspannungen am Rande unter der nach den üblichen Formeln errechneten Höhe bleiben, die Zugspannungen dagegen die hiernach zu erwartenden Werte stark überschreiten. Gleichzeitig verschiebt sich die neutrale Schicht der Zugseite zu (Abb. 9). Bei den Schwankungen, die der Elastizitätsmodul nach den Versuchen bei Holz aufweist, ist es auch wenig aussichtsreich, ein Rechenverfahren suchen zu wollen, das von der tatsächlich eintretenden Spannungsverteilung ausgeht und sich zur Verwendung in der Praxis eignet. Im folgenden wird deshalb von den gebräuchlichen Formeln ausgegangen.

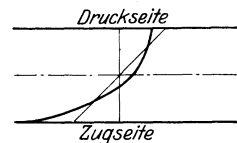


Abb. 9. Spannungsverteilung bei Biegung.

Wie bei der Druckfestigkeit senkrecht zur Faser, so zeigt sich auch bei der Biegungsfestigkeit der Einfluß des Jahrringverlaufs im Balkenquerschnitt. Durchweg ergibt sich die geringste Festigkeit, wenn das Herz des Stamms in der Zugzone liegt. Tetmajer⁶²⁾ fand bei Nadelhölzern in diesem Fall eine um 5–10% geringere Bruchlast, als wenn das Herz in die Druckzone gelegt wurde. Janka²⁷⁾ stellte diese Abminderung vermittelt mit 12% fest. Auch die Versuche Rudeloffs⁴⁸⁾ ergaben bei Kreuzhölzern, bei denen das Herz in einer Ecke der Zugseite lag, etwa um $\frac{1}{5}$ niedrigere Bruchfestigkeiten, als wenn die Jahr-

ringe parallel zur Belastungsebene verliefen. Wohl ist die Regel, das Herz nicht in die Zugseite zu legen, jedem tüchtigen Zimmermann geläufig, man muß aber trotzdem für die Annahme der zulässigen Spannungen von der ungünstigsten Jahrringstellung ausgehen, da häufig positive und negative Biegemomente von annähernd gleicher Größe in einem Balken auftreten.

In Tabelle 10 sind die Biegezugfestigkeiten nach den wichtigsten Versuchsreihen zusammengestellt. Darnach sind die Festigkeitsunter-

Tabelle 10. Biegezugfestigkeit.

Nr.	Quelle	Holzart	Versuchsmaterial	Herkunft	Feuchtigkeitsgeh. %	Biegezugfestigkeit
a) Nadelhölzer.						
1	Nördlinger ⁴⁰⁾	Fichte	7 Stämme	Württemberg	~ 10	396— 657— 936
		Tanne	15 „	„	~ 10	445— 818—1132
		Forche	6 „	„	~ 10	600—1000—1311
2	Bauschinger ⁵⁾	Fichte	12 Stämme	Bayern	39	251— 381— 490
		Forche	4 „	„	~ 39	376— 461— 535
3	Bauschinger ⁷⁾	Fichte	16 Stämme	Bayern	20	365— 510— 660
		Tanne	6 „	„	20	460— 515— 570
		Forche	9 „	„	19	245— 540— 705
4	Tetmajer ⁶²⁾	Fichte	11 Stämme	Schweiz	11—25	485
		Tanne	9 „	„	10—25	489
		Forche	2 „	„	14—25	409
5	Rudeloff ⁴⁴⁾	Forche	3 Stämme	Brandenburg	grün	341— 455— 570
6	Rudeloff ⁴⁸⁾	Fichte	6 Stämme	Harz u. Ostpreußen	~ 13	577— 789— 968
		„	32 „	„	> 100	336— 407— 535
		„	„	„	40—100	383— 420— 474
		„	„	„	< 40	554— 694— 826
7	Janka ²⁷⁾	Fichte	28 Stämme	Wiener Wald, Erzgebirge, Nordtirol	12—15	403— 545— 743 Grenzw. der Mittel ganzer Stämme
8	Baumann ⁴⁾	Fichte		Pol.-Deutshl.	~ 12	440— 880—1163
		Tanne		Gotthard	~ 12	~ 900
		Forche		Pol.-Deutshl.	~ 12	506— ~ 900—2059
b) Laubhölzer.						
9	Nördlinger ⁴⁰⁾	Eiche Buche	8 Stämme	Württemberg	~ 10 ~ 10	378— 839—1267 ~ 1070
10	Tetmajer ⁶²⁾	Eiche	2 Stämme	Schweiz	20—26	~ 600
11	Baumann ⁴⁾	Eiche Buche				253—1000—1541 ~ 1400

schiede der Nadelholzarten gering. Keinesfalls kann eine Minderwertigkeit des Tannenholzes festgestellt werden, wie dies die preuß. Bestimmungen voraussetzen. Die Durchschnittswerte der Laubhölzer und besonders der Buche sind höher als diejenigen der Nadelhölzer, doch liegen die niedrigsten Werte so tief oder tiefer als die der Nadelhölzer.

Durchweg ist hier entsprechend Abb. 9 die nach den üblichen Formeln errechnete Biegezugfestigkeit viel höher als die Druckfestigkeit und mit wenigen Ausnahmen niedriger als die Zugfestigkeit. Ein Bezug auf diese letztere hat wegen ihrer großen Schwankungen wenig Zweck, dagegen zeigt das Verhältnis von Biege- zu Druckfestigkeit einige Regelmäßigkeit. Für die Mittelwerte berechnet sich z. B. nach Tabelle 6 und 10 aus den Versuchen

von Nördlinger	mit Nadelholz	$\frac{\sigma_b}{\sigma_d} = 2,0$
	mit Eiche	„ = 1,9
	mit Buche	„ = 2,0
von Tetmajer	mit Fichte	„ = 1,6
	mit Tanne	„ = 1,6
	mit Kiefer	„ = 1,7
von Bauschinger	mit Nadelholz	„ = 1,5
von Rudeloff	mit Fichte	„ = 1,8
von Janka	mit Fichte	„ = 1,5

Selbst bei vorsichtiger Schätzung wird man somit im Durchschnitt die Biegezugfestigkeit gleich der anderthalbfachen Druckfestigkeit setzen können. Zieht man die niedrigstwerte beider Tabellen in Vergleich, so ergibt sich ein ähnliches Verhältnis. Die zulässige Biegebeanspruchung darf somit unbedenklich die Druckspannung nennenswert überschreiten. Dies ist um so mehr statthaft, als nach den Versuchen Rudeloffs und Jankas die Biegezugfestigkeit durch höhere Feuchtigkeit nicht so stark beeinträchtigt wird wie die Druckfestigkeit, und als bei Biegung in der Regel nur an einzelnen Stellen die Festigkeitseigenschaften des Materials voll ausgenützt werden können. Im Gegensatz zu gedrückten und gezogenen Baugliedern, bei denen etwaige Wachstumsunregelmäßigkeiten, wie z. B. Äste, in jedem Teil des Querschnitts und fast auf die ganze Stablänge gleich unerwünscht sind, kommt bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen eine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit durch solche Zufälligkeiten nur in Frage, wenn sie in der Nähe des Maximalmoments und gleichzeitig der Randspannungen auftreten.

Gegen Zulassung einer Biegezugspannung von 120 kg/qcm, wie sie bisher nur vereinzelt für Eichenholz gestattet war, wird deshalb kaum etwas eingewendet werden können, da nach Tabelle 10 immer noch eine mindestens zweifache Bruchsicherheit auch im ungünstigsten Fall zu erwarten ist. Inwiefern diese Spannung mit Rücksicht auf die Durchbiegung überhaupt ausgenützt werden kann, wird unter III D c besprochen werden.

g) Scherfestigkeit.

Bei nicht homogenen Körpern mit Faseraufbau müssen bei Behandlung der Scherfestigkeit die 3 in Abb. 10 dargestellten Fälle unterschieden werden, die bisher bei Holz nicht genügend auseinandergehalten wurden:

1. Scherfläche parallel z. Faser, Kraftwirkung parallel z. Faser
2. „ „ „ „ „ senkrecht „ „
3. „ senkrecht „ „ „ „ „ „ „

Unter der Scherspannung parallel zur Faser ist in den baupolizeilichen Bestimmungen Fall I verstanden, der häufig kurzweg als Scherspannung bezeichnet wird. Über die Bruchspannung bei dieser Beanspruchung gibt Tabelle 11 Aufschluß. Zu den Versuchen Bauschingers sei bemerkt, daß aus jedem untersuchten Stammquerschnitt 12 Körper der Probe unterzogen wurden,

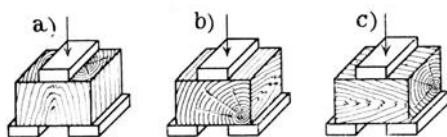


Abb. 10. Verschiedene Arten von Scherspannungen.

von denen bei je 3 die Scherflächen auf einem Radialschnitt lagen. Hiervon stammte je einer aus der Herzgegend, aus dem Umfang und aus der Mitte dieser beiden. Nach den Versuchen Rudeloffs⁴⁴⁾ ist die Scherfestigkeit bei Forchenholz radial um $\frac{1}{8}$ größer als tangential. Auch bei seiner späteren Untersuchung mit Fichtenholz erwies sich die radiale Festigkeit, höher und zwar hier um etwa $\frac{1}{5}$. Über den Einfluß der Feuchtigkeit liegen nur wenige Angaben von Rudeloff vor.

Tabelle 11. Scherfestigkeit bei Kraftwirkung parallel zur Faser.

Nr.	Quelle	Holzart	Feuchtigkeitsgeh. %	Kraft-richtung	Scherfestigkeit $\tau =$	Bemerkungen
a) Nadelhölzer.						
1	Tetmajer ⁶²⁾	Fichte	11—25		63	
		Tanne	10—25		67	
		Forche	14—25		61	
2	Bauschinger ⁵⁾	Fichte	~ 50	radial	23— 52 —103	
		Forche	~ 33	„	27— 49 —90	
3	Rudeloff ⁴⁴⁾	Forche	~ 12	radial	83— 104 —119	Splint
		„	~ 12	„	96— 120 —133	Kern
		„	~ 12	tangential	65— 92 —113	Splint
		„	~ 12	„	95— 106 —121	Kern
		„	grün	radial	36— 60 —88	Splint
		„	„	„	47— 68 —83	Kern
		„	„	tangential	33— 50 —65	Splint
„	„	„	42— 63 —80	Kern		
4	Rudeloff ⁴⁸⁾	Fichte	~ 12	radial	66— 101 —118	
		„	~ 12	tangential	46— 79 —103	
5	Lang ³⁰⁾	Fichte	11—15		54— 91 —120	
		Forche	11—15		78— 113 —146	
b) Laubhölzer.						
6	Tetmajer ⁶²⁾	Eiche	20—26		75	
		Buche	~ 35		85	
7	Lang ³⁰⁾	Eiche	11—12		96— 114 —128	
		Buche	12		150— 165 —190	

Bei den Untersuchungen an Forchen ⁴⁴⁾ ergab sich ein Verhältnis der Festigkeit im lufttrockenen und grünen Zustand von 100:55 bis 60. Ferner gibt Rudeloff⁴⁹⁾ für Forchen folgende Zahlenreihe an:

bei $\varphi = 10$	12,5	16	27 $\frac{0}{0}$
$\tau = 75,5$	60,5	55	48 kg/qcm

Die Feuchtigkeit macht sich hier also ähnlich wie bei der Druckfestigkeit, wenn auch etwas schwächer, geltend.

Die einzelnen Nadelholzarten unterscheiden sich wiederum nicht bedeutend. Im Mittel kann man bei dem vorausgesetzten Feuchtigkeitszustand eine Scherfestigkeit von Nadelholz von 60 kg/qcm annehmen, wobei die ungünstigste Stellung des Jahrringverlaufs berücksichtigt ist. Dabei sind die geringen Werte, die Bauschinger im Herz ermittelt hat, nicht mitgerechnet; als unterer Grenzwert für luftfeuchten Zustand kann nach der Tabelle 11 etwa 30 kg/qcm gelten.

Wenn auch durch Unregelmäßigkeiten des Wachstums die Scherfestigkeit in den meisten Fällen eher erhöht als herabgesetzt wird, so ist bei Ansatz der zulässigen Beanspruchungen für Scherung doch eine gewisse Vorsicht am Platz, da Schwindrisse in weitgehendem Maße der Zerstörung Vorschub leisten können. Doch tritt an Verbindungsstellen im Bruchstadium häufig auch eine Wirkungsweise der Verbindungsmittel ein, die die rechnerisch vorausgesetzten Scherspannungen nicht oder nicht in vollem Maße zur Geltung kommen läßt.

Von den sehr unterschiedlichen Werten der Tabelle 5 gehen beide Extreme zu weit. Mit einer Scherspannung von 12 kg/qcm für Nadelhölzer ist gegenüber obigem Mittelwert 5fache, gegenüber dem Mindestwert 2,5fache Sicherheit zu erwarten, so daß dieser Wert für Nadelholz unter den gemachten Voraussetzungen zulässig erscheint. Für Hartholz, bei dem die Schwankungen gegenüber der Scherfestigkeit je nach Lage im Stammquerschnitt und nach dem Verlauf der Jahrringe viel weniger ins Gewicht fallen als bei Nadelholz, kann dementsprechend eine Scherspannung von 25 kg/qcm für Eichenholz und 30 kg/qcm für Buchenholz zugelassen werden.

Die anderen beiden eingangs erwähnten Belastungsfälle, bei denen die Kraftwirkung senkrecht zur Faser erfolgt, kommen bei Holzkonstruktionen, wenigstens theoretisch betrachtet, mitunter vor. Indessen zeigen Versuche und praktische Erfahrung übereinstimmend, daß auf diese Weise beanspruchte Holzteile nie durch eigentliche Scherwirkung zerstört werden, sondern daß meist zu hohe Druck- oder Zugspannungen senkrecht zur Faser den Bruch herbeiführen. Es muß deshalb auch festgestellt werden, daß einwandfreie Versuche hierüber nirgends veröffentlicht sind, und daß die in der Literatur für „Scherfestigkeit senkrecht zur Faser“ vielfach angegebenen Zahlenwerte in weiten Grenzen schwanken. Erfreulicherweise haben die neuen preuß. Bestimmungen auf die Angabe von zulässigen Scherspannungen senkrecht zur Faser verzichtet, nachdem früher für Nadelholz hierfür bis zu 70 kg/qcm zugelassen waren. Es wäre dringend zu wünschen, daß in Zukunft die Scherspannung senkrecht zur Faser bei Holz in bau-

polizeilichen Vorschriften keine Erwähnung mehr finden würde, da alle Zahlenangaben hierüber in den Händen wenig bewanderter Konstrukteure nur zu Mißverständnissen und Fehlschlüssen Veranlassung geben.

Die unter a—g vorgeschlagenen höchsten zulässigen Spannungswerte sind in Tabelle 12 zusammengestellt. Es möge bei dieser Gelegenheit nochmals ausdrücklich auf die zu Beginn dieses Abschnitts aufgeführten Bedingungen hingewiesen werden, die die Voraussetzungen für die Zulassung der angegebenen Beanspruchungen bilden. In häufigen Fällen der Praxis wird sowohl die Berechnung und die Planbearbeitung wie auch die werkstattmäßige Ausführung den hier geltend gemachten Anforderungen nicht entsprechen. Dies wird insbesondere dann der Fall sein, wenn es sich um statisch nicht in allen Einzelheiten klar erfaßbare Systeme handelt, und wenn ingenieurmäßig berechnete und entworfene Konstruktionen von Betrieben ausgeführt werden, die hierin keine ständige Erfahrung und kein geschultes Personal besitzen. Aus diesen Gründen mag es sich empfehlen, in baupolizeilichen Vorschriften an Stelle der in Tabelle 12 aufgeführten Ziffern etwa um $\frac{1}{4}$ niedrigere Werte allgemein zuzulassen und in besonderen Fällen, ähnlich wie dies die derzeitigen preuß. Bestimmungen für Eisenkonstruktionen vorsehen, eine Erhöhung bis auf die Werte der Tabelle 12 einzuräumen. Eine solche Differenzierung der zulässigen Beanspruchungen bei Holz scheint um so angebrachter, als die Erfahrung der letzten Jahre allenthalben gezeigt hat, daß Bauunfälle oder Mängel nie auf zu hoch angesetzte Ziffern der zulässigen Beanspruchungen, sondern meist auf fehlerhafte Berechnungen und Entwürfe oder auf planwidrige Ausführung zurückzuführen waren, Fehlerquellen, die auch

Tabelle 12. Vorschlag für die Höchstwerte der zulässigen Beanspruchungen auf Grund der Voraussetzungen S. 31 u. ff.

Nr.	Art der Beanspruchung	Nadelholz kg/qcm	Laubholz kg/qcm
1	Zug parallel zur Faser	120	120
2	Druck parallel zur Faser	90	90
3	Biegung	120	120
4	Scherung parallel zur Faser	12	25
5	Zug senkrecht zur Faser	0	0
6	Druck senkrecht zur Faser:		
	a) Bei vollbelastetem Querschnitt . . .	12—20	25—35
	b) Bei Schwellen- und Stempelwirkung	20—30	40—50
		Die höheren Beanspruchungen gelten nur, wenn Zusammenpressungen ohne Nachteil in Kauf genommen werden können.	

Die oben vorgeschlagenen Spannungswerte gelten nur für Konstruktionen, die vor Feuchtigkeit geschützt sind, und sind um $\frac{1}{4}$ zu ermäßigen, wenn Berechnung, Entwurf oder Ausführung nicht den strengsten Anforderungen entsprechen.

Bei der Möglichkeit der Durchfeuchtung sind die sonst zulässigen Spannungen unter 1—3 um $\frac{1}{3}$, unter 4—6 um $\frac{1}{4}$ zu ermäßigen.

Bei Baugliedern, die der völligen Durchnässung ausgesetzt sind, beträgt die Ermäßigung für Beanspruchungen nach Ziffer 1—3 $\frac{2}{3}$, nach Ziffer 4—6 $\frac{1}{2}$ der bei Verwendung im Trocknen zulässigen Werte.

durch vorsichtigsten Ansatz der Spannungsziffern nie ausgeglichen werden können.

Eine weitere Ergänzung erfordert die Tabelle 12 in der Richtung, daß bei Bauten, die den Witterungseinflüssen oder sonstiger Durchfeuchtung unmittelbar ausgesetzt sind, die Werte unter 1.—3. eine Herabsetzung um $\frac{1}{3}$, diejenigen unter 4.—6. eine solche um $\frac{1}{4}$ erfahren müssen. Bei Konstruktionen, die völliger Durchnässung ausgesetzt sind, sollte eine Ermäßigung der Spannungsziffern um insgesamt $\frac{2}{3}$ bzw. $\frac{1}{2}$ vorgeschrieben werden.

C. Elastizitätsziffern.

Die Elastizitätseigenschaften des Holzes sind im Hinblick auf Durchbiegung, Knickung und die Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen von Bedeutung. Wie bei den Festigkeitseigenschaften macht sich auch hier die Vielgestaltigkeit der Verhältnisse bei Holz in großen Schwankungen der Zahlenwerte geltend. Die zahlreichen bei Baumann aufgeführten Schaulinien, die die Formänderungen bei Zug-, Druck- und Biegeversuchen in Abhängigkeit von den Spannungen darstellen, geben ein gutes Bild des elastischen Verhaltens des Holzes. Es läßt sich danach sagen, daß die Proportionalität zwischen Spannungen und Formänderungen bis über die Grenze der zulässigen Beanspruchungen hinaus hinreichend zutrifft. Im Verhältnis zur Bruchfestigkeit liegt ferner die Proportionalitätsgrenze bei Holz ziemlich hoch, was den Gültigkeitsbereich der rechnerischen Annahmen über die Grenze der zulässigen Spannungen hinaus ausdehnt. Andererseits aber ist beim Eintreten größerer Formänderungen die Tragfähigkeit rasch erschöpft, so daß mit einer Anpassung an den Spannungsverlauf, wie sie die Streckgrenze dem Eisen ermöglicht, bei Holz nicht im gleichen Maße gerechnet werden kann.

In Tabelle 13 sind Versuchsergebnisse über die Elastizitätsmoduln für Zug, Druck und Biegung zusammengestellt. Soweit die stark schwankenden Werte einen Vergleich zulassen, bewegen sich die für Nadelholz und Eiche gefundenen Zahlen im gleichen Rahmen. Die Ergebnisse für Buche liegen dagegen bei Zug, Druck und Biegung etwa um $\frac{1}{3}$ bis die Hälfte höher. Die zahlenmäßige Größe der Elastizitätsmoduln für die 3 Belastungsarten unterscheidet sich nicht wesentlich. Der Zugmodul scheint eher etwas höher zu sein als derjenige für Druck, doch tritt auch der umgekehrte Fall ein.

Bei Biegung macht sich nach Rudeloff der Einfluß des Jahrringverlaufs auf den Elastizitätsmodul in ähnlicher Weise geltend wie auf die Festigkeit. Stäbe mit dem Herz in der Zugzone gaben nicht nur geringere Festigkeit, sondern auch größere Durchbiegung. Auch sonst ergibt sich ein gewisser Parallelismus zwischen Festigkeit und Elastizitätsmodul. Rudeloff fand wie die Druckfestigkeit so auch den Elastizitätsmodul mit höherer Lage im Stamm abnehmend, mit höherem spezifischen Gewicht zunehmend, und Bauschinger stellte im allgemeinen bei geringerer Festigkeit auch eine niedrige Elastizitätszahl fest.

Daß die Feuchtigkeit auf das elastische Verhalten des Holzes von Einfluß ist, geht aus den Versuchen Tetmajers, Bauschingers, Rudeloffs und Baumanns hervor. Rudeloff⁴⁴⁾ gibt das Verhältnis des Elastizitätsmoduls in lufttrockenem, halbtrockenem und grünem Zustand mit 100:92:67 an, und die Untersuchungen Baumanns⁴⁾ lassen erkennen, daß besonders die bleibenden Durchbiegungen von der Feuchtigkeit stark beeinflußt werden.

Überblickt man die in Tabelle 13 aufgeführten Versuchsergebnisse, so wird man bei luftfeuchtem Zustand als Mittelwert für Nadelhölzer und Eichenholz, und zwar für alle parallel zur Faser wirkenden Belastungen, etwa 110—120000 kg/qcm ansehen können.

Tabelle 13. Der Elastizitätsmodul für Bauhölzer.

Zr.	Quelle	Holzart	Feuchtigkeitsgehalt o/o	Elastizitätsmodul	Bemerkung
a) Aus Zugversuchen.					
1	Tetmajer ⁶²⁾	Fichte	14—25	129000	
		Tanne	10—25	113000	
		Forche	14—25	120000	
		Eiche	20—26	108000	
		Buche	~ 35	180000	
2	Bauschinger ⁵⁾	Fichte	~ 16	39000—90000—143000	
		Forche	~ 15	390000—103000—157000	
3	Rudeloff ⁴⁴⁾	Forche (Kern)	~ 12	92700—158900—251800	
		„ (Splint)	grün	69900—101500—142000	
4	Rudeloff ⁴⁸⁾	Fichte	~ 13	131000—159600—210000	
5	Baumann ⁴⁾	Fichte	~ 12	~ 160000	156500 ver- einzelte Werte
		Forche	~ 12	~ 166000	
		Eiche	~ 12	67000 —	
		Buche	~ 12	~ 185000	
b) Aus Druckversuchen.					
1	Tetmajer ⁶²⁾	Fichte	14—25	111000	
		Tanne	10—25	100000	
		Forche	14—25	119000	
		Eiche	20—26	103000	
		Buche	~ 35	168000	
2	Bauschinger ⁵⁾	Fichte	~ 26	44000—60000—147000	Standort Schliersee übrige Standorte
		Forche	~ 29	72000—105000—136000	
3	Rudeloff ⁴⁸⁾	Fichte	~ 13	55500—82250—128000	
4	Janka ²⁷⁾	Fichte	~ 13	86600—111500—164000	
5	Baumann ⁴⁾	Fichte	~ 12	~ 160000	172700
		Tanne	~ 12	~ 160000	
		Forche	~ 12	~ 160000	
		Eiche	~ 12	64900 —	
		Buche	~ 12	~ 183000	

Tabelle 13. (Fortsetzung).

Nr.	Quelle	Holzart	Feuchtigkeitsgehalt %	Elastizitätsmodul	Bemerkung
c) Aus Biegungsversuchen.					
1	Bauschinger ⁵⁾	Fichte Forche	~ 40 ~ 40	67 500—99 000—131 000 92 000—106 000—117 000	
2	Bauschinger ⁷⁾	Fichte Tanne Forche	~ 20 ~ 20 ~ 19	80 000—111 500—142 000 109 000—118 000—127 000 73 500—109 000—145 000	
3	Rudeloff ⁴⁴⁾	Forche	grün	79 200—115 000—153 500	
4	Rudeloff ⁴⁸⁾	Fichte	> 100	62 000—79 100—104 000	Kreuzholz, Herz auf der Zugseite Halbhölzer, tangential z. d. Jahrringen belastet
		„	40—100	71 000—82 400—95 000	
		„	< 40	79 500—93 200—111 500	
		„	~ 13	84 000—101 600—119 500	
		„	~ 13	96 500—125 000—142 500	Halbhölzer, tangential z. d. Jahrringen belastet
5	Janka ²⁸⁾	Fichte	~ 13	80 000—102 000—145 000	Mittelw. ganzer Stämme
6	Baumann ⁴⁾	Fichte	~ 12	72 800—~140 000—182 100	
		Tanne	~ 12	89 800—~113 000—163 200	
		Forche	~ 12	69 000 — 200 800	
		Eiche	~ 12	61 200 — 168 600	
		Buche	~ 12	~ 162 000	

Die Wachstumsunregelmäßigkeiten, die auf die Formänderung parallel zur Faser vergrößernd einwirken, und mit denen im Bauwesen häufiger als bei den oben erwähnten Versuchen gerechnet werden muß, lassen aber einen etwas niedrigeren Wert angebracht erscheinen, so daß gegen das Beibehalten von $E = 100\,000$ kg/qcm, entsprechend den gegenwärtigen preuß. Bestimmungen kaum etwas einzuwenden sein wird. Für diese Wahl des Elastizitätsmoduls spricht ferner ihre Bewährung auf einem wichtigen Anwendungsgebiet, insofern die Tetmajerschen Knickversuche für $\frac{l}{i} > 100$ eine gute Übereinstimmung mit der Eulerschen Knickformel gezeigt haben, wenn man diesen obigen Zahlenwert zugrunde legt.

Wie bei der Verschiedenheit der Festigkeitswerte parallel und senkrecht zur Faser nicht anders zu erwarten ist, ergeben sich auch für den Elastizitätsmodul bei Druck senkrecht zur Faser viel niedrigere Ziffern. Baumann⁴⁾ fand für lufttrockenes Nadelholz 4—5000 kg/qcm, doch wurden vor allem bei höheren Laststufen auch schon wesentlich kleinere Werte beobachtet. Für Eichenholz hat Baumann tangential zu den Jahrringen 5000 kg/qcm, radial das Doppelte festgestellt.

D. Dimensionierung.

Für die Dimensionierung von Baugliedern sind teils konstruktive, teils statische Gesichtspunkte von vorwiegender Bedeutung. Der erste Fall trifft überall da zu, wo keine die Festigkeitseigenschaften des Materials ausnützenden Beanspruchungen vorliegen, wie z. B. bei Futterhölzern, Mauerschwellen, Oberlichtzargen u. a. m. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit muß von der Behandlung derartiger Fragen Abstand genommen werden, da ihre Lösung von den Umständen des Einzelfalls bestimmt ist. Es soll im folgenden nur von den für den Ingenieurholzbau wichtigen Fällen die Rede sein, bei denen für die Querschnittsbemessung die statischen Anforderungen im Vordergrund stehen. Allerdings wird eine strenge Unterscheidung nicht möglich sein, da bei der Wahl der Querschnittsabmessungen immer auch konstruktive Gesichtspunkte mitzusprechen haben.

Die Querschnittsabmessungen von vornherein auf gewisse Normen zu beschränken, wie dies im Eisenbau der Fall ist, kann für den Holzbau so wenig wie für den Eisenbetonbau in Betracht kommen. Die Normalisierung der Profile für Stabeisen erfolgte aus rein praktischen Erwägungen, wie Vereinfachung des Walzwerksbetriebs, Verringerung der Lagerbestände, leichtere Liefermöglichkeit. Der Holzbau würde einen Hauptvorteil, nämlich die Möglichkeit, aus dem Rundholz im eigenen Betrieb beliebige Querschnitts- und Längsabmessungen gleich einfach und gleich rasch herstellen zu können, preisgeben, wenn er sich an Normalprofile binden wollte. Er würde dafür keinen nennenswerten Vorteil erkaufen, da eine Vorratswirtschaft in geschnittenem Holz nur für untergeordnete Bauglieder in Betracht kommt, während das Holz für Fachwerkkonstruktionen wegen seiner unterschiedlichen Längen viel wirtschaftlicher von Fall zu Fall eingeschnitten wird. Normalabmessungen sind in erster Linie für die Anfertigung von Schnittwaren, Dielen, Brettern und Latten von Bedeutung und haben sich auf diesem Gebiet schon weitgehend eingebürgert, ohne daß freilich die Normalmaße in allen Teilen Deutschlands völlig die gleichen wären. Ihre Aufstellung ist nebenbei bemerkt nicht ausschließlich von bautechnischen Gesichtspunkten bestimmt, vielmehr haben auch andere holzverbrauchende Industrien an ihrer Gestaltung ein lebhaftes Interesse. Was das in gängigen Abmessungen im Handel vorkommende Vorratskantholz betrifft, so ist dieses hinsichtlich Güte des Materials und des Einschnitts in den meisten Fällen nur für gewöhnliche Zimmerkonstruktionen geeignet.

Eine andere grundsätzliche Frage ist die der Mindestquerschnitte. Mit Rücksicht auf Zufälligkeiten beim Transport und beim Aufstellen von Holzkonstruktionen sollten Querschnitte von weniger als 60 qcm bei Fachwerkstäben vermieden werden. Auch Blindstäbe und Einzelquerschnitte zusammengesetzter Stäbe sollten keine wesentlich geringeren Dimensionen aufweisen. Bisher haben über diesen Punkt nur vereinzelte Eisenbahnbehörden Vorschriften erlassen; so sehen die Ausführungsbestimmungen der Reichsbahndirektion Stuttgart als Mindest-

maß 36 qcm vor und verlangen gleichzeitig für eingliedrige Stäbe, daß die kleinste Querschnittsabmessung $\frac{1}{50}$ der Stablänge nicht unterschreitet. Der Grundgedanke dieser letzten Forderung ist nicht unberechtigt, denn bei langen Stäben ist die Gefahr der Beschädigungen während Bearbeitung, Transport und Aufstellung besonders groß. Da dünne, dielenmäßige Holzabmessungen erfahrungsgemäß durch Trockenrisse in ihrer Tragfähigkeit häufig beeinträchtigt werden und sich leicht werfen, wodurch die Wirkung der Verbindungsmittel unter Umständen in Frage gestellt werden kann, wird es sich überhaupt empfehlen, Holzstärken unter 6 cm zu vermeiden und Querschnitte mit Seitenverhältnissen 1:1 bis 1:3 zu bevorzugen.

Im folgenden ist die Dimensionierung je nach Art der Beanspruchung getrennt behandelt:

a) Zugstäbe.

Bei der Querschnittsbemessung der Zugstäbe müssen die praktisch nicht zu umgehenden Verschwächungen durch die Verbindungsmittel in Abzug gebracht werden. Zu dieser selbstverständlichen Regel seien noch einige Bemerkungen gestattet, die die besonderen Eigentümlichkeiten von Holzkonstruktionen in dieser Beziehung betreffen.

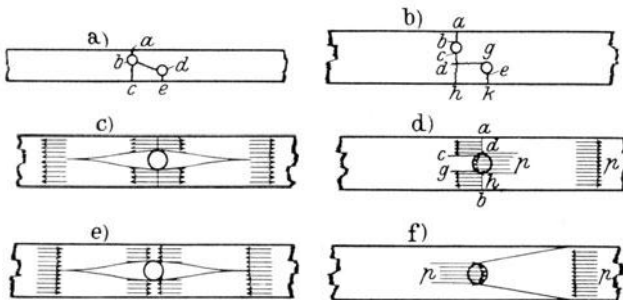


Abb. 11. Verschwächung von Zug- und Druckstäben.

Bei einer nach Abb. 11a verschwächten Eisenlasche pflegt als Nutzfläche entweder der Querschnitt längs Linie $a-b-c$ oder längs $a-b-d-e$ gerechnet zu werden, je nachdem die erste Linie nach Abzug einer Nietverschwächung oder die zweite nach Abzug von 2 Verschwächungen die kleinere Fläche ergibt. Das gleiche Verschwächungsbild Abb. 11b führt bei Holz meist in der Weise zum Bruch, daß etwa auf den Strecken $a-b$, $c-d$ und $e-k$ die Zugfestigkeit, auf der Strecke $d-g$ die Scherfestigkeit überwunden wird. Der Bruch wird erst dann von d nach h eintreten, wenn die Scherfestigkeit längs $d-g$ größer als die Zugfestigkeit eines Querschnitts von der Größe der Verschwächung $g-e$ ist. Entsprechend dem Verhältnis dieser zwei Festigkeiten muß also die abzuscherende Fläche 8—10 mal größer sein als die eine Verschwächung, falls der Abzug nur einer Verschwächung ausreichen soll.

In Abb. 11c ist die übliche Annahme über die Spannungsverteilung bei einer Querschnittsverchwächung schematisch dargestellt, in der

keine rechnerische Kraftübertragung stattfindet, wie dies z. B. beim Anschluß von Futterhölzern der Fall ist. Man pflegt hier auch im verschwächten Querschnitt gleichmäßige Verteilung der Spannungen anzunehmen, obwohl damit gerechnet werden muß, daß beiderseits neben der Verschwächung größere Beanspruchungen als im übrigen Querschnitt auftreten, wie dies für den Eisenbau z. B. durch die Untersuchungen von Findeisen¹²⁾ nachgewiesen ist.

Bei Abb. 11d ist dagegen vorausgesetzt, daß die Verschwächung dem Einbau einer Schraube oder eines Dübels dient, der die Zugkraft p

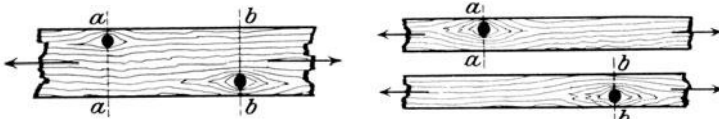


Abb. 12. Einfluß von Astwuchs auf ein- und mehrteilige Stäbe.

dem Stab zuführt. Da diese Zugkraft nur auf dem Umweg über den Lochleibungsdruck und die Scherfestigkeit längs $c-d$ und $g-h$ abgegeben werden kann, zeigt sich, daß der verschwächte Querschnitt $a-b$ bereits die Zugkraft p aufweist und demgemäß zu dimensionieren ist. Der Fall der Abb. 11d pflegt für sich allein betrachtet nicht ge-

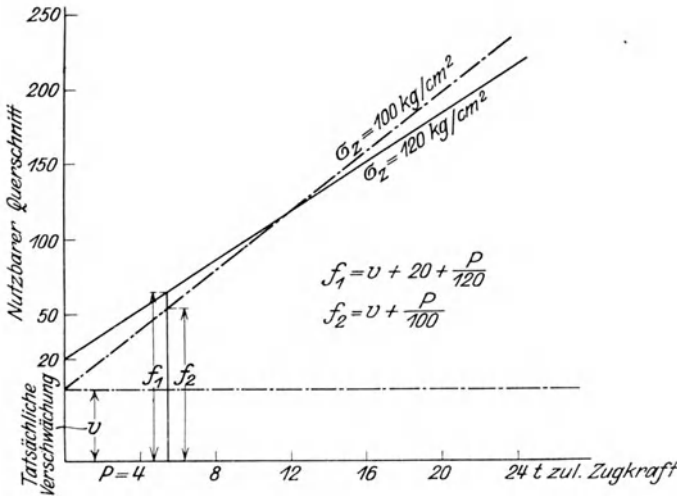


Abb. 13. Vorschlag für Dimensionierung von Zugstäben.

fährlich zu sein, wohl aber ist bei einer Überlagerung der beiden Belastungsfälle Abb. 11c und 11d dieser Kräfteverlauf und damit die Verschwächung zu berücksichtigen.

Bei mehrteiligen Zugstäben ist zu beachten, daß der Bruch in jedem Stabteil an anderer Stelle erfolgen kann, daß also in der Längsrichtung gegeneinander versetzte Verschwächungen trotzdem wie in einem Querschnitt liegend behandelt werden müssen. Auch zufällige Ver-

schwächungen, wie Äste, können in dieser Weise wirken, so daß im allgemeinen ein einteiliger Querschnitt höhere Sicherheit bietet als ein aus demselben Holz durch Unterteilung gewonnener mehrteiliger Stab gleichen Querschnitts (vgl. Abb. 12). Durch Zufälligkeiten besonders stark gefährdet sind Zugstäbe von kleiner Querschnittsfläche, die deshalb reichlicher bemessen werden sollten. Dies kann dadurch erreicht werden, daß abgesehen von sonstigen Verschwächungen bei Zugstäben überall ein weiterer konstanter Abzug in angemessener Höhe — etwa 20 qcm — für Äste, Verwachsungen u. a. vorgenommen wird. Bei gegliederten Stäben müßte dieser Abzug an jedem Profil vorgesehen werden. Die Wirkung dieser Maßnahme ist in Abb. 13 veranschaulicht und erscheint zweckmäßiger als eine einfache Herabsetzung der zulässigen Beanspruchung.

b) Druckstäbe.

Die Wahl der Querschnitte von Druckstäben wird durch die zulässige Druckspannung und die Knickgefahr bestimmt.

α) Druckberechnung.

Was zunächst den Nachweis der vorhandenen Druckspannung betrifft, so wird auch hier manchmal der Abzug etwaiger Verschwächungen verlangt. Dies ist berechtigt, wenn die verschwächte Stelle nicht durch anderes Material satt ausgefüllt ist, oder wenn das ausfüllende Material leichter zusammendrückbar ist als das Holz des Stabs. Das letztere würde z. B. bei senkrecht zur Faser verlaufenden Holzeinlagen zutreffen.

Bezüglich gegeneinander versetzter Verschwächungen, sofern sie hiernach überhaupt als solche anzusehen sind, findet das bei den Zugstäben Ausgeführte (Abb. 11b) sinngemäße Anwendung. Der Vergleich der Abb. 11c und 11d mit 11e und 11f zeigt jedoch, daß bei Druckstäben verschwächte Stellen, in denen Kräfte zugeführt werden, nicht in Abzug zu bringen sind, da die übertragenen Druckkräfte, ohne den verschwächten Querschnitt passieren zu müssen, unmittelbar weitergeleitet werden können. „

β) Knickung.

Als maßgebende Größen für die Berechnung von Baugliedern auf Knickung sind die Knicklänge und das Trägheitsmoment allgemein anerkannt.

Bei Ermittlung des vorhandenen Trägheitsmoments werden Verschwächungen des Querschnitts, sofern sie sich nicht über eine größere Länge erstrecken, vernachlässigt, da sie dann auf die Formänderungen des Balkens ohne Einfluß sind. Bei zusammengesetzten Stabquerschnitten pflegen alle Querschnittsteile als vollkommen einheitlich wirkend angesehen zu werden, obwohl diese Wirkungsweise praktisch kaum voll erreicht wird. Die Maßnahmen, die zur Erzielung eines guten Zusammenwirkens zu treffen sind, werden unter IV C behandelt.

Die in die Rechnung einzuführende Knicklänge ist bei Holz vorsichtig zu wählen. Die leichte Zusammendrückbarkeit des Holzes senkrecht zur Faser ermöglicht nur schwer eine vollkommene Einspannung.

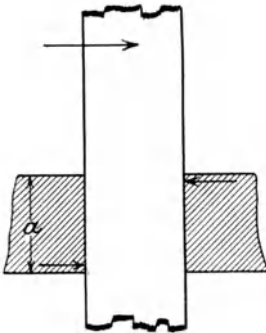


Abb. 14. Senkrecht zur Faser wirkendes Einspannmoment.

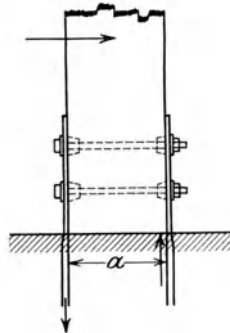


Abb. 15. Parallel zur Faser wirkendes Einspannmoment.

Bei einer Anordnung nach Abb. 14 drücken sich die Kanten der Einspannung leicht in das Holz ein, so daß eine kleine Winkeländerung des Einspannquerschnitts alsbald eintreten kann. Eine derartige Einspannung kann nur dann als zuverlässig angesehen werden, wenn die Einspannkraft an großem Hebelarm wirken und daher klein sind. Andernfalls

ist eine Ausbildung nach Abb. 15 vorzuziehen, bei der die Kraftwirkung parallel zur Faser geringere Verschieblichkeit gewährleistet. Die Annahme starrer Einspannung, die Tetmajer bei Auswertung seiner Knickversuche mit flächengelagerten Körpern macht, kann in der Praxis überall da nicht aufrechterhalten werden, wo das Druckglied auf einem anderen Holzkörper senkrecht zu dessen Fasern aufsteht, da eine derartige Auflagerfläche schon bei geringer Kantenbelastung zu nachgiebig ist. Bei Fachwerksstäben wird meist die Einführung der Systemlänge als Knick-

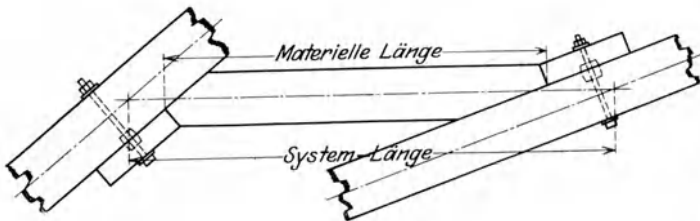


Abb. 16. Theoretische und tatsächliche Stablänge.

länge gefordert, obgleich Reibungskräfte oder Flächenunterstützung der Stäbe eine vollkommen gelenkige Auflagerung verhindern. Zum Ausgleich der praktisch häufig ungenau zutreffenden Rechnungsannahmen wird man trotzdem von der Systemlänge ausgehen müssen. Auch über mehrere Felder durchlaufende Stäbe sind im allgemeinen in dieser Weise zu berechnen. Die sächsischen Baupolizeibestimmungen lassen zwar in diesem Fall eine Verringerung der Knicklänge auf $\frac{9}{10}$ der Systemlänge zu (Anwendung der Eulerformel mit $J \geq 64 Pl^2$), doch erscheint dies nur dann gerechtfertigt, wenn die Knickfestigkeit in den angrenzenden Feldern wenig ausgenutzt ist, so daß diese Felder tatsächlich aussteifend wirken.

Immerhin könnte da, wo die materielle Stablänge wesentlich geringer ist als die Systemlänge (vgl. Abb. 16), eine Verringerung der Knicklänge etwa auf das Mittel dieser beiden Werte zugelassen werden.

Zusammenhang zwischen Trägheitsmoment, Knicklänge und Knickfestigkeit.

Während hinsichtlich des Ansatzes des Trägheitsmoments und der Knicklängen in der Praxis allenthalben ziemliche Übereinstimmung herrscht, gehen die mathematischen Formulierungen des Zusammenhangs dieser 2 Faktoren mit der Knickfestigkeit auseinander. Der Gedanke, eine für das ganze Gebiet der Knickerscheinungen für Holz gültige Formel theoretisch ableiten zu wollen, ist als verfehlt anzusehen, da die Vielgestaltigkeit der Einflüsse bei diesem Baustoff zu verschiedene Ergebnisse liefern muß, und die Praxis diesen Verhältnissen Rechnung zu tragen hat. Die einzige zuverlässige Erkenntnisquelle sind auch hier Versuche, doch ist leider das bis heute veröffentlichte Material hierüber nicht erschöpfend.

Neben einer Anzahl vereinzelter und wenig systematischer Versuche, die deshalb außer Betracht bleiben können, müssen die Untersuchungen Tetmajers⁶³) als grundlegend anerkannt werden. Wenn auch gegen die Versuchsanordnung und -auswertung Tetmajers mehrfach Bedenken erhoben wurden, so kann man diesen gegenüber, was Holz betrifft, mit Recht geltend machen, daß die Auflagerung, die Zentrität der Belastung, die Knicklänge und das Trägheitsmoment hölzerner Bauglieder im praktischen Baubetrieb Fehlerquellen aufweisen, denen gegenüber diejenigen der Laboratoriumsversuche unbedenklich vernachlässigt werden können.

Da sich unsere heutige Erkenntnis von der Knickfestigkeit der in Deutschland üblichen Bauhölzer fast ausschließlich auf die Veröffentlichung Tetmajers stützt, muß auf sie näher eingegangen werden. Das von Tetmajer verwendete Versuchsmaterial bestand aus 305 Stäben von Fichte, Tanne, Forche, Lärche und Eiche, und zwar durchweg von annähernd quadratischem Querschnitt. Der Feuchtigkeitsgehalt der Proben schwankte zwischen 11 und 25% und paßt sich somit gut den praktischen Bedürfnissen an. Systematische Versuche über den Einfluß des Feuchtigkeitsgrads liegen leider nicht vor, vielmehr sind Schwankungen desselben in den angegebenen Grenzen in den Ergebnissen Tetmajers latent enthalten. Das Verhältnis der Knicklänge l zum Trägheitsradius i (Schlankheitsverhältnis) wechselte zwischen 1,7 und 192, es umfaßte also vollauf den Bereich, der vom bautechnischen Standpunkt von Interesse ist.

Die unter der Bruchlast beobachteten Knickspannungen lieferten nach Tetmajer für $\frac{l}{i} > 100$ Werte, die mit der meist benützten Eulerformel in guter Übereinstimmung stehen. Mit den Maßeinheiten kg und cm ergab sich die Knickspannung zu $k_k = 987\,000 \frac{i^2}{l^2} = 987\,000 \frac{J}{Fl^2}$. Der mittlere Fehler der von Tetmajer errechneten Generalmittelpunkte

gegenüber dieser Gleichung beträgt 7,4%, vereinzelte der beobachteten Werte weichen allerdings um bis zu +45% und —39% ab, doch sind solche Schwankungen bei der Verschiedenartigkeit der verwendeten Hölzer nicht anders zu erwarten.

Bei gedregenen Stäben mit $\frac{l}{i} < 100$ wurden ziemlich niedrigere Knicklasten beobachtet, als der Anwendung der Eulerformel für dieses Gebiet entsprechen würde. Tetmajer hat seine Versuche zu der Formel

$$k_k = 293 - 1,94 \frac{l}{i}$$

ausgemittelt. Wie aus der Tafel II seines Werkes hervorgeht, passen sich die Mittelwerte der Versuchsergebnisse dieser Formel gut an. Hier beträgt der mittlere Fehler der Generalmittelpunkte nur 3,1%

und die größten Abweichungen, die besonders bei kleineren $\frac{l}{i}$ eintraten, sind +39% und —42%. Wenn man berücksichtigt, daß die Würfel-festigkeit der untersuchten Hölzer von 182—458 kg/qcm schwankt, so sind diese an sich großen Unterschiede verständlich. Beachtenswert und vielleicht überraschend ist die Feststellung Tetmajers, daß mit wachsender Balkenlänge der Einfluß von Astknoten abnimmt.

Bei Balken von $\frac{l}{i} > 150$ fand sich derselbe nahezu verschwindend klein, wenn die Astknoten verteilt, gut verwachsen und nicht außergewöhnlich zahlreich waren.

Es erhebt sich nun die Frage, in welcher Weise die zurzeit in Deutschland üblichen Berechnungsweisen diesem Tatsachenmaterial Rechnung tragen.

Die zurzeit in Deutschland üblichen Knickberechnungsverfahren.

1. Ausschließliche Anwendung der Eulerformel, wie in den sächsischen und den früheren preußischen Bestimmungen.

In der Praxis pflegt die Eulerformel auf die Maßeinheiten t für P , m für l , cm^4 für J umgerechnet angewandt zu werden. Nach den oben erwähnten Untersuchungen Tetmajers ergibt sich hiermit die Knicklast zu $P_k = \frac{J}{9,87 l^2}$, oder $J = 9,87 P_k l^2 \approx 10 P_k l^2$.

Wegen der ungünstigen Versuchsergebnisse unterhalb des eigentlichen Gültigkeitsbereichs der Formel mußten hier hohe Sicherheitszahlen vorgeschrieben werden. In den früheren preuß. Bestimmungen war $J \geq 60 \div 100 P \cdot l^2$, entsprechend 6—10facher Sicherheit, verlangt, wobei die untere Grenze nur für Bauten zu vorübergehenden Zwecken zugelassen wurde, während in den sächsischen Bestimmungen $J = 80 P l^2$ festgesetzt ist. Die Wirkungsweise dieser Formeln, deren ausschließliche Verwendung für Holz in den letzten Jahren mehrfach [vgl. 11), 36), 37), 68)] einer berechtigten Kritik unterzogen wurde, wird in Abb. 17 a für $J = 80 P l^2$ veranschaulicht. Die bei 8facher Sicherheit

für Knickung zulässige Stabspannung σ_k ist theoretisch und versuchsgemäß nur bis Punkt *a* zutreffend. Bei kleiner werdendem $\frac{l}{i}$ wächst σ_k nach Euler sehr rasch und würde unendlich hohe Werte annehmen,

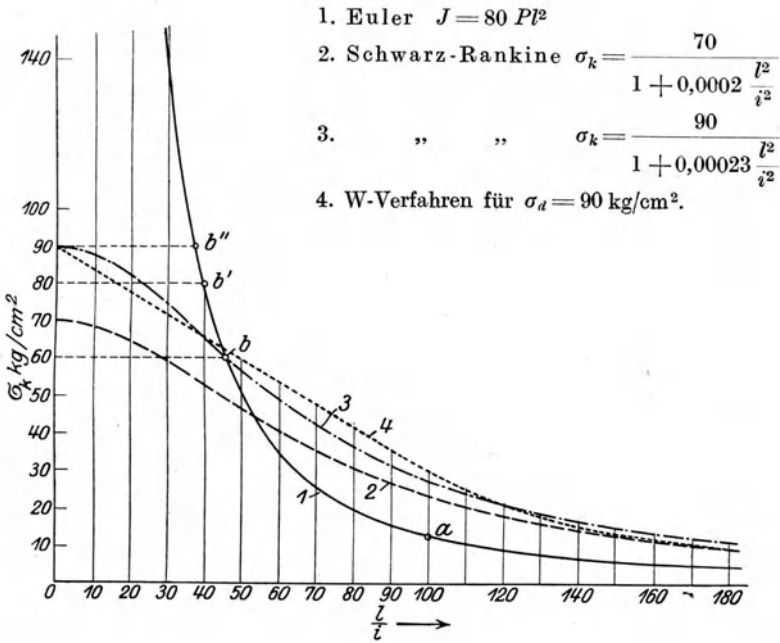


Abb. 17 a. Zulässige Knickbeanspruchungen für verschiedene Rechenverfahren.

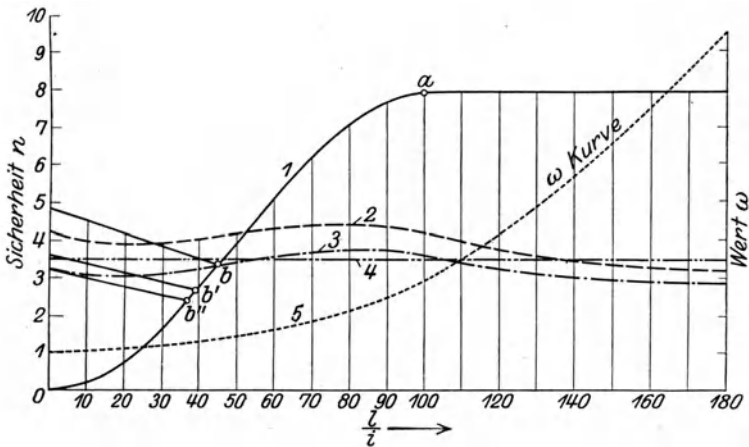


Abb. 17 b. Knicksicherheiten für verschiedene Rechenverfahren.

wenn nicht je nach Höhe der zulässigen Druckbeanspruchung der Gültigkeitsbereich der Eulerschen Kurve früher begrenzt würde.

Entsprechend einer zulässigen Druckbeanspruchung von 60, 80 bzw. 90 kg/qcm geht die Kurve bei b , b' bzw. b'' in eine Parallele zur Achse der $\frac{l}{i}$ über. Die Abszissen der Punkte b , b' und b'' , im folgenden kurz kritische Punkte genannt, berechnen sich zu

$$\frac{l}{i} = \sqrt{\frac{125000}{\sigma_d}}, \text{ für } \sigma_d = 60 \text{ kg/qcm } \frac{l}{i} = 45,6$$

$$\text{,, } \sigma_d = 80 \text{ ,, ,, } = 39,5$$

$$\text{,, } \sigma_d = 90 \text{ ,, ,, } = 37,2.$$

In Abb. 17b sind unter der Annahme, daß die Tetmajersche Formel $k_k = 293 - 1,94 \frac{l}{i}$ für $\frac{l}{i} < 100$ zutrifft, die bei der Verwendung der Eulerformel tatsächlich vorhandenen Sicherheitszahlen dargestellt. Unterhalb $\frac{l}{i} = 100$ nimmt danach die Sicherheit rasch ab. In den kritischen Punkten beträgt sie noch

$$n = \frac{293 - 1,94 \frac{l}{i}}{\sigma_d}, \text{ für } \sigma_d = 60 \text{ kg/qcm } n = 3,40$$

$$\text{,, } \sigma_d = 80 \text{ ,, } n = 2,71$$

$$\text{,, } \sigma_d = 90 \text{ ,, } n = 2,45.$$

Da bei weiterem Abnehmen von $\frac{l}{i}$ eine Querschnittsverkleinerung mit Rücksicht auf σ_d nicht mehr stattfindet, steigt unterhalb der kritischen Punkte die Sicherheit wieder an, und zwar bis auf

$$n_0 = \frac{293}{\sigma_d}, \text{ für } \sigma_d = 60 \text{ kg/qcm } n_0 = 4,88$$

$$\text{,, } \sigma_d = 80 \text{ ,, } n_0 = 3,65$$

$$\text{,, } \sigma_d = 90 \text{ ,, } n_0 = 3,25.$$

Wie Abb. 17a und b zeigt, ist bei dieser Methode die Knicksicherheit in der Nähe der kritischen Punkte in hohem Maß von der Wahl der zulässigen Druckbeanspruchung abhängig. Man wird nicht fehlgehen, wenn man annimmt, daß die durch die preuß. Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 vorgenommene Herabsetzung der zulässigen Druckbeanspruchung eben mit Hinblick auf die Knicksicherheit zustande gekommen ist. Im übrigen ist der Verlauf der Sicherheitslinie sehr willkürlich und zeigt gerade in dem praktisch wichtigsten Bereich von $\frac{l}{i} = 30 \div 100$ außerordentliche Schwankungen. Demgegenüber spielt die gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, die die Eulerformel für $\frac{l}{i} < 100$ aufweist, keine Rolle, da kaum 2% der im Bauwesen vorkommenden Druckstäbe in diesen Bereich fallen. Man wird daher das hier behandelte Verfahren als unsachgemäß und überholt bezeichnen müssen.

2. Anwendung der Eulerformel für alle Schlankheitsverhältnisse, unter gleichzeitiger Empfehlung der Kontrolle durch

andere Formeln bei $\frac{l}{i} < 100$, entsprechend den preuß. Bestimmungen vom 24. Dezember 1919.

In der heute gültigen Fassung der preuß. Bestimmungen ist festgesetzt, daß die Anwendung anderer Berechnungsarten als der Euler'schen nicht ausgeschlossen sein soll, daß jedoch daneben der Nachweis der Knicksicherheit nach Euler erbracht werden muß. Solange keine schwerwiegenden Bedenken für die Sicherheit eines Bauwerks vorliegen, wird es selbstverständlich jeder Konstrukteur unterlassen, von sich aus eine andere Formel zum Vergleich heranzuziehen, da dadurch höchstens ein Mehrverbrauch, nie eine Ersparnis an Baustoffen erzielt werden kann. Andere Berechnungsarten werden deshalb in der Praxis nur dort angewandt, wo solche seitens der überwachenden Baupolizei ausdrücklich gefordert werden. Durch D I Ziffer 3 der Bestimmungen

Tabelle 14. Vergleich der zurzeit üblichen Knickberechnungsverfahren.

Lfd. Nr.	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		
	Knickspannung k_k				Zulässiges σ_K nach						Vorhandene Sicherheit										ω Verfahren				
	nach Euler	nach Tetmajer	Euler $J = 80P_{L^2}$	Schwarz-Rankine		Tetmajer		nach Euler Spalte 3	n.Schwarz-Rankine		ω Werte	für $\sigma_K = 90 \text{ kg}$													
				$\sigma = 70$	$\sigma = 90$	$n=4$	$n=3$		Spalte 4	Spalte 5															
				$1 + 0,0002 \times l^2/i^2$		$1 + 0,00023 \times l^2/i^2$																			
0	—	293	[∞]	70	90	73,2	[97,7]	—	4,18	3,25	1,0	90													
10	—	274	[1250]	68,7	87,7	68,4	[91,2]	—	3,98	3,12	1,070	84													
20	—	254	[312]	64,8	82,5	63,5	83,8	—	3,92	3,07	1,152	78													
30	—	230	[139]	59,3	74,4	57,5	76,5	[1,65]	3,96	3,09	1,248	72													
40	—	217	78	53	65,8	53,9	71,9	2,79	4,05	3,31	1,360	66													
50	—	196	50	46,7	57,1	49,0	65,4	3,92	4,20	3,43	1,494	60													
60	—	177	34,7	40,7	49,2	44,2	59,0	5,10	4,35	3,60	1,660	54													
70	—	157	25,5	35,3	42,2	39,4	51,5	6,16	4,44	3,72	1,865	48													
80	—	138	19,5	30,7	36,4	34,5	46,1	7,09	4,49	3,80	2,125	42													
90	—	119	15,5	26,7	31,3	29,7	39,5	7,69	4,40	3,80	2,480	36													
100	100	99	12,5	23,3	27,2	24,7	33,0	8	4,35	3,63	2,960	30													
120	69,5	—	8,7	18,0	20,8	—	—	8	3,86	3,35	4,260	21													
140	51	—	6,4	14,2	16,3	—	—	8	3,60	3,13	5,80	15,5													
160	39	—	4,9	11,4	13,1	—	—	8	3,42	2,98	7,60	12													
180	31	—	3,9	9,4	10,6	—	—	8	3,30	2,92	9,60	9													

ist die prüfende Stelle ermächtigt, den Knicksicherheitsnachweis nach einem anderen Verfahren zu empfehlen und in wichtigen Fällen unter Umständen zu verlangen. Vom konstruierenden Ingenieur muß es zweifellos unangenehm empfunden werden, daß keinerlei Angaben über die alsdann anzuwendenden Rechnungsweisen und die einzuhaltenen Sicherheiten gemacht sind, und er somit die von der prüfenden Instanz geltend gemachten Anforderungen nicht zum Voraus überblicken kann. Wohl stellen die preuß. Bestimmungen eine Ausfüllung dieser Lücke nach Abschluß der geplanten Versuche in Aussicht. Doch scheinen diese, soweit Holz in Frage kommt, bis heute noch nicht in

Angriff genommen zu sein, und ob der in den preuß. Bestimmungen gewählte Weg inzwischen der bestmögliche war, ist zweifelhaft. Es ist zuzugeben, daß er gegenüber den früheren preuß. Bestimmungen eine gewisse Verbesserung darstellt, doch ergeben sich aus der Unbestimmtheit der Anforderungen Unzuträglichkeiten, die z. B. durch das unter 3. geschilderte Verfahren vermieden werden.

3. Anwendung der Schwarz-Rankineschen Formel. Wieder unter Voraussetzung der Richtigkeit der Tetmajerschen Gleichung erweist sich, wie schon von Tetmajer nachgewiesen, der Beiwert η in

$$\sigma_k = \frac{\sigma_d}{1 + \eta \left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

als wenig konstant. Er schwankt zwischen 0,000176 und 0,000693 und wird für den hauptsächlich vorkommenden Bereich von $\frac{l}{i} = 40 \div 120$ am besten mit 0,0002 angenommen. Die Schwarz-Rankinesche Formel, wie sie in der Praxis angewendet wird, geht im Gegensatz zur Eulerschen und zur Tetmajerschen nicht von der Bruchlast, sondern von der zulässigen Druckspannung aus. Sie lautet mit den in Bayern gültigen Zahlenwerten

$$\sigma_k = \frac{70}{1 + 0,0002 \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

und ist gleichfalls in Abb. 17a und b eingetragen. Danach schwanken die nach den Tetmajerschen Versuchen bei ihrer Anwendung zu erwartenden Sicherheitszahlen in dem hauptsächlichsten Bereich von $\frac{l}{i} < 140$ zwischen 3,5 und 4,5. In etwas anderer Fassung, nämlich mit

$$\sigma_k = \frac{90}{1 + 0,00023 \left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

wurde früher die Schwarz-Rankinesche Formel von der Reichsbahndirektion Stuttgart verwendet. Auch diese Berechnungsart ist in Abb. 17 dargestellt und ergibt im gleichen Bereich 3—3,8fache Sicherheit.

Das ungesetzmäßige Schwanken der Sicherheitszahlen, gemessen an den Tetmajerschen Versuchen, läßt die beiden genannten Fassungen der Schwarz-Rankineschen Formel nicht völlig befriedigend erscheinen. Immerhin aber bewegen sich die Schwankungen in viel engeren Grenzen als bei den beiden unter 1. und 2. geschilderten Verfahren, vor denen daher jeder der beiden Fassungen unbedingt der Vorzug gebührt.

4. Anwendung der Tetmajerformel bei $\frac{l}{i} < 100$. Trotz ihrer besseren versuchsmäßigen Begründung ist die Tetmajergleichung in Deutschland wohl die am wenigsten verwendete unter den bekannteren Knickformeln für Holz. Sie wird zurzeit nur von einigen Reichs-

bahndirektionen (z. B. Stuttgart und Karlsruhe) der Dimensionierung zugrunde gelegt und vereinzelt wohl auch entsprechend den neuen preuß. Bestimmungen zur Nachprüfung der durch die Eulerformel gewonnenen Werte benützt. Als zulässige Beanspruchung pflegt hierbei $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{4}$ der Knickfestigkeit angesehen zu werden.

Bei Annahme gleicher Sicherheitsgrade liefern die Euler- und die Tetmajerformel für $\frac{l}{i} = 100$ die gleichen Ergebnisse. Da aber die Eulerformel meist mit höheren Sicherheitszahlen angewandt wird, als man sie bei der Tetmajerformel für erforderlich hält, ergibt sich beim Übergang der beiden Formeln eine Unstetigkeit. Um diesen Mißstand zu beheben, wurde mehrfach für die Anwendung der Tetmajerformel eine mit $\frac{l}{i}$ wachsende Sicherheitszahl vorgeschlagen, derart, daß für beide Formeln bei $\frac{l}{i} = 100$ die gleiche Sicherheit auftritt. Es läßt sich jedoch nicht leugnen, daß dadurch die Verwendung der Tetmajerformel komplizierter wird, als durch die Natur der Sache begründet ist.

Vorschlag für die Neufassung der Knickbestimmungen.

Allein schon der Umstand, daß in Deutschland eine ganze Reihe verschiedener Rechnungsmethoden für Knickstäbe im Gebrauch ist, spricht neben den Mängeln eines Teils der vorstehend geschilderten Verfahren dafür, eine einheitliche Neuregelung anzustreben. Für eine solche wären im wesentlichen 2 Aufgaben zu lösen: Zum ersten muß festgestellt werden, bis auf welchen Abstand die zulässige Knickbeanspruchung σ_k an die durch Versuche ermittelte Knickfestigkeit k_k herangerückt werden soll. Sodann muß diese Feststellung auf eine zweckmäßige Formulierung gebracht werden.

Für die erste Aufgabe sind von Bedeutung die Versuchsergebnisse und die mit den bisherigen Bestimmungen in der Praxis gemachten Erfahrungen. Auf Grund der Tetmajerschen Versuche und der in Tabelle 14 und Abb. 17 dargestellten Verhältnisse kann für $\frac{l}{i} > 100$ eine 3,5fache Sicherheit nach Euler unter den hier vorausgesetzten strengen Anforderungen an Berechnung, Konstruktion und Ausführung als ausreichend angesehen werden. Tatsächlich sind bisher schon eine große Anzahl namhafter Bauten unter Zugrundelegung der beiden oben behandelten Schwarz-Rankineformeln ausgeführt worden, die für schlanke Stäbe von $\frac{l}{i} > 100$ eine der vorgeschlagenen ähnliche Sicherheit aufweisen, ohne daß bisher irgend etwas über nachteilige Folgen dieser gegenüber der üblichen Eulerformel geringen Sicherheit bekannt geworden wäre. Auch die oben schon erwähnte Feststellung Tetmajers, daß bei schlanken Stäben etwaige Wachstumsunregelmäßigkeiten weniger ins Gewicht fallen als bei gedrungenen, rechtfertigt eine starke Herabsetzung der Sicherheitszahlen. Die ungünstigsten Versuchsergebnisse

Tetmajers ergeben nach diesem Vorschlag berechnet immer noch mehr als 2,1fache Sicherheit.

Bei $\frac{l}{i} < 100$ wiesen die nach den bisherigen Rechnungsverfahren dimensionierten Knickstäbe häufig schon nach Tetmajer berechnete tatsächliche Sicherheiten von nicht mehr als 3,5 auf. Wie auf Seite 62 und in Tabelle 14 nachgewiesen ist, wird dieser Sicherheitsgrad bei „Bauten zu vorübergehenden Zwecken“ sogar zum Teil wesentlich unterschritten. Im übrigen zeigt auch in diesem Fall der ungünstigste von Tetmajer für $\frac{l}{i} < 100$ untersuchte Stab noch immer stark 2fache Bruchsicherheit.

Treffen die bei obigem Vorschlag gemachten Voraussetzungen bezüglich Berechnung, Konstruktion und Ausführung nicht zu, oder ist mit Rücksicht auf die Wahrscheinlichkeit stärkerer Durchfeuchtung eine geringere Knickfestigkeit zu erwarten, so muß auch die zulässige Knickbeanspruchung unter diejenigen Werte herabgesetzt werden, die sich aus dem hier gemachten Vorschlag einheitlicher 3,5facher Sicherheit gegenüber den Mittelwerten und 2facher Sicherheit gegenüber den unteren Grenzwerten der Tetmajerversuche errechnen. Bei der Vielgestaltigkeit der Verhältnisse, die bei Holz zu berücksichtigen sind, könnte zu diesem Zweck eine Reihe von höheren Sicherheitszahlen aufgestellt werden, die aber keine tatsächliche Sicherheitserhöhung, sondern einen Ausgleich der durch andere Umstände veranlaßten Sicherheitsminderung bringen sollten. Einfacher und zweckmäßiger ist es jedoch, die zulässige Knickspannung entsprechend dem neuerdings von der Reichsbahn für Eisenbauwerke eingeführten „ ω -Verfahren“ auf die zulässige Druckbeanspruchung σ_d zu beziehen:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_d}{\omega}$$

ω ist hier ein Zahlenwert ≥ 1 , der mit $\frac{l}{i}$ veränderlich ist. Er gibt das Verhältnis an, in dem sich die gleichmäßig verteilt gerechnete, reine Druckbeanspruchung $\frac{P}{F}$ durch die Knickung erhöht: $\omega \cdot \frac{P}{F}$ darf die zulässige Druckbeanspruchung σ_d nicht überschreiten. Da für σ_d bereits in Abschnitt III B Vorschläge aufgestellt sind, die der Verschiedenheit der Umstände gerecht werden, genügt eine ω -Linie, aus der der Zusammenhang zwischen ω und $\frac{l}{i}$ entnommen werden kann, um die zulässigen Knickspannungen den Begleitumständen in genau dem gleichen Verhältnis anzupassen, wie die Druckspannungen.

Aus den von Tetmajer aufgestellten Beziehungen:

$$\text{für } \frac{l}{i} < 100 \quad k_k = 293 - 1,94 \frac{l}{i}$$

$$\text{für } \frac{l}{i} > 100 \quad k_k = 987000 \cdot \frac{i^2}{l^2}$$

ergibt sich

$$\text{bei } \frac{l}{i} < 100 \quad \omega = \frac{1}{1 - 0,00662 \frac{l}{i}} = \frac{151}{151 - \frac{l}{i}}$$

$$\text{bei } \frac{l}{i} > 100 \quad \omega = \frac{1}{3380} \cdot \frac{l^2}{i^2}.$$

Die so erhaltenen ω -Werte sind in Tabelle 14 und Abb. 17 aufgeführt, wo auch die hiernach berechneten Werte von σ_k für $\sigma_d = 90 \text{ kg/qcm}$ dargestellt sind.

Bezüglich des günstigsten Falls als zulässig vorgeschlagenen Wertes $\sigma_d = 90 \text{ kg/qcm}$ sei noch der Hinweis gestattet, daß er nach III B c mit etwa 3,5facher Sicherheit aus der mittleren Druckfestigkeit der Nadelhölzer und mit 2facher Sicherheit aus den unteren Grenzwerten der Druckfestigkeit errechnet wurde, also den gleichen Bedingungen entspricht, die oben für die Knicksicherheit gewählt wurden.

Als Vorteile des geschilderten Berechnungsverfahrens sind ähnlich wie im Eisenbau folgende Eigenschaften anzuführen:

1. einwandfreier Verlauf der Sicherheitslinie nach Abb. 17;
2. einfachste Anpassung der Knickberechnung an die verschiedenen Werte der zulässigen Druckbeanspruchung;
3. die immer gleichbleibende Zahlenreihe der ω -Werte gestattet dem Konstrukteur ein rasches Einfühlen und damit bei etwas Übung ein sicheres Schätzen der Querschnittsdimensionen.
4. Bei Knickstäben, die gleichzeitig auf Biegung beansprucht sind, wird der Spannungsnachweis sehr einfach. Die Randspannung, berechnet nach der Gleichung

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

darf die zulässige Beanspruchung nicht überschreiten.

5. Bei gegliederten Druckstäben wird die Berechnung der Knicksicherheit der Einzelstäbe vereinfacht (siehe IV B).

6. Die Nachprüfung einer ausgeführten Berechnung läßt sich sehr bequem durchführen, da für jedes Schlankheitsverhältnis $\frac{l}{i}$ σ_k sofort aus einer Kurve oder Tabelle entnommen werden kann.

Als Nachteil des Verfahrens ist es zu bezeichnen, daß es zur handlichen Verwendung das Vorliegen der ω -Funktion als Kurve oder Tabelle erfordert. Der das Verfahren ständig anwendende Konstrukteur wird freilich sich die Zahlenreihe der σ_k -Werte (nach Zeile 12 der Tabelle 15) alsbald einprägen, was durch die regelmäßigen Intervalle unterhalb $\frac{l}{i} = 100$ erleichtert wird. Um jedoch dem genannten Mangel abzuweichen, kann es sich empfehlen, in künftige Vorschriften außer dem oben vorgeschlagenen Verfahren noch eine leicht im Gedächtnis zu behaltende Faustformel aufzunehmen. Diese letztere sollte dann so gebaut sein, daß sie durchweg stärkere Abmessungen liefert als die genaue Be-

rechnung, damit ihre Anwendung in der Tat auf überschlägliche Berechnungen beschränkt bleibt. Für diesen Zweck könnte eine Formel nach der von Mörrike^{36), 37)} vorgeschlagenen Bauart verwendet werden. Da im Holzbau nur rechteckige Profile oder solche, die mit ausreichender Genauigkeit näherungsweise als rechteckig angesehen werden können, vorkommen, wäre auch eine Näherungsgleichung von der Form

$$\sigma_k = \sigma_d - n \cdot \frac{l}{h}$$

zweckmäßig, wobei h die Querschnittshöhe in der Richtung des Knickens ist, und σ_d etwa mit 75 kg/qcm und n mit etwa 1,8 anzunehmen wäre. Der Geltungsbereich einer Formel dieser Bauart würde indessen nur etwa dem der Tetmajerformel entsprechen, d. h. bis ungefähr $l = 30 h$ reichen, was aber für weitaus die Mehrzahl der Fälle ausreichend wäre.

c) Auf Biegung beanspruchte Balken.

Auf Biegung beanspruchte Körper pflegen nur in den höchst beanspruchten Querschnitten auf die Randspannungen untersucht zu werden, die innerhalb der zulässigen Biegungsbeanspruchungen bleiben müssen. Sind an der Stelle des Maximalmoments oder in dessen Nähe Verschwächungen vorhanden, so müssen bei Berechnung des Trägheits- und Widerstandsmoments die entsprechenden Abzüge vorgenommen werden. Beim Konstruieren sollte dabei darauf geachtet werden, daß die äußeren Zugfasern nicht von Verschwächungen betroffen werden.

In den meisten Fällen kann sich die statische Untersuchung auf diesen Nachweis der Randspannungen beschränken, doch darf der Konstrukteur die auftretenden Durchbiegungen und Scherkräfte nicht außer acht lassen, da diese beiden Größen von Wichtigkeit werden können.

In den preuß. Bestimmungen ist wie in den meisten übrigen baupolizeilichen Vorschriften von der Festsetzung eines zulässigen Höchstmaßes der Durchbiegungen Abstand genommen, und zwar mit Recht, weil in diesem Punkt eine schematische Regelung wenig angebracht wäre. Wenn die Aufstellung empfindlicher Maschinen oder die Aufhängung von Transmissionen in Aussicht genommen ist, müssen die Durchbiegungen in sehr niedrigen Grenzen gehalten werden. Ebenso dürfen Bauglieder, die gleichzeitig zur Aussteifung eines Bauwerks

Tabelle 15. Durchbiegung eines freiaufliegenden Balkens mit gleichmäßig verteilter Last.

Bei einer Biegungsspannung von	Werte von l/h für Durchbiegungen von				
	1/200 l	1/300 l	1/400 l	1/500 l	1/600 l
$\sigma = 60$ kg/qcm	40,0	26,7	20,0	16,0	13,3
$\sigma = 70$ „	34,3	22,9	17,1	13,7	11,4
$\sigma = 80$ „	30,0	20,0	15,0	12,0	10,0
$\sigma = 90$ „	26,7	17,8	13,3	10,7	8,9
$\sigma = 100$ „	24,0	16,0	12,0	9,6	8,0
$\sigma = 110$ „	21,8	14,5	10,9	8,7	7,3
$\sigma = 120$ „	20,0	13,3	10,0	8,0	6,7

dienen und hierbei größere Druckkräfte aufzunehmen haben, wegen Vergrößerung der Knickgefahr nur geringe Durchbiegungen erfahren. In solchen Fällen wird die zulässige Durchbiegung häufig auf $\frac{1}{400}$ bis $\frac{1}{600}$ der Stützweite beschränkt. Dem gegenüber ist es aber belanglos, wenn z. B. die Sparren oder Pfetten eines Baues für untergeordnete Zwecke eine Durchbiegung $= \frac{1}{200}$ der Stützweite aufweisen.

Zur raschen Übersicht über die zu erwartenden Durchbiegungen dürfte sich die Tabelle 15 und die Kurvenschar der Abb. 18 als zweckmäßig erweisen, die von dem häufigsten Fall der gleichmäßig verteilten Belastung ausgehen. Weiter ist rechteckiger Balkenquerschnitt und beiderseits frei drehbare Auflagerung vorausgesetzt. Bezeichnet

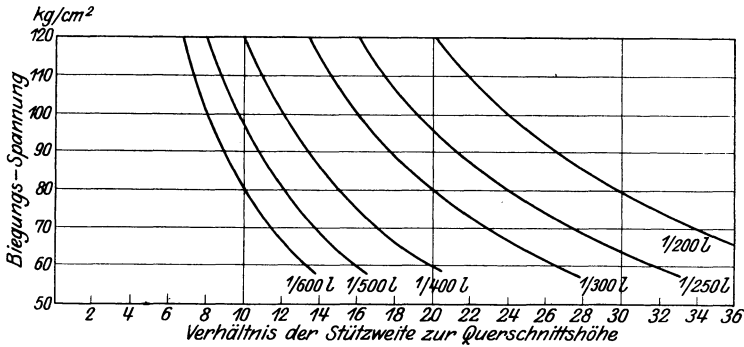


Abb. 18. Durchbiegung eines freiaufliegenden Balkens mit gleichmäßig verteilter Last (vgl. Tabelle 15).

l die Stützweite, h die Balkenhöhe, σ_b die auftretende Biegungsspannung, $\frac{l}{n}$ die größte zulässige Durchbiegung, $E = 100000$ kg/qcm den Elastizitätsmodul, so ergibt sich:

$$\frac{l}{n} = \frac{5}{24} \frac{l^2 \cdot \sigma}{E \cdot h}, \text{ und } \frac{l}{h} = \frac{480000}{n \cdot \sigma}.$$

Bei einer größten Durchbiegung von $\frac{l}{400}$ und einer zulässigen Biegungsspannung von 100 kg/qcm darf z. B. die Stützweite nicht mehr als das Zwölfwache der Querschnittshöhe betragen. Wird h kleiner oder l größer gewählt, so wird entweder die Durchbiegung größer als $\frac{l}{400}$, oder muß durch entsprechende Verbreiterung des Querschnitts σ_b unter 100 kg/qcm herabgesetzt werden.

Ist der Balken nicht freiauflegend sondern über 2 gleiche Felder durchlaufend, an den Enden fest eingespannt, ein Gerberträger mit gleichem Stützen- und Feldmoment, Ist der Balken freiauflegend mit Einzellast in der Mitte,

so sind die Werte von $\frac{l}{h}$ in der Tabelle 15 mit $\left. \begin{matrix} 2,41 \\ 3,33 \\ 1,25 \\ 1,25 \end{matrix} \right\}$

zu multiplizieren. Diese 4 in der Praxis häufig vorkommenden Fälle lassen sich also leicht auf Tabelle 15 und Abb. 18 zurückführen. Im übrigen zeigt die Tabelle deutlich, daß für eine bestimmte Stützweite und Belastung bei gleicher Biegungsspannung derjenige Balken die kleinsten Durchbiegungen aufweist, bei dem die Querschnittshöhe am größten ist. Bei gegebenem σ_b führt also das Streben nach kleinstem Materialverbrauch und kleinster Durchbiegung zusammen dahin, daß möglichst hohe und schmale Querschnitte gewählt werden.

Gerade für solche Balken können aber die Schubspannungen eine unzulässige Höhe erreichen. Ihr Höchstwert tritt in der neutralen Faser an der Stelle der maximalen Querkraft, also in der Regel über dem Auflager, ein und beträgt

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{bh},$$

wo Q die Querkraft, b und h die Breite bzw. die Höhe des rechteckigen Querschnittes ist. Für den häufigsten Fall des freiaufliegenden Balkens mit gleichmäßig verteilter Belastung ist

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{Q \cdot l}{4} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \sigma_b,$$

woraus
$$\frac{4 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b}{6 \cdot l} = Q = \frac{2}{3} \tau_{\max} \cdot b \cdot h$$

und
$$\frac{h}{l} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_b} = 1:8 \div 10.$$

Da das Verhältnis der Schub- zur Biegezugfestigkeit etwa mit $1:8 \div 10$ angesetzt werden kann, zeigt diese einfache Beziehung, daß ein Nachweis der Schubspannung in diesem Belastungsfall so lange nicht erforderlich ist, als die Balkenhöhe $1/8 \div 1/10$ der Stützweite nicht überschreitet. Für weitere Belastungsfälle ergibt sich entsprechend:
Für freiaufliegende rechteckige Balken mit einer Einzellast in Balkenmitte

$$h:l = 2 \tau : \sigma = 1:4 \div 5.$$

Für rechteckige, über 2 gleiche Felder durchlaufende Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung

$$h:l = 4 \tau : 5 \sigma = 1:10 \div 12,5,$$

für rechteckige beiderseits eingespannte Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung

$$h:l = 2 \tau : 3 \sigma = 1:12 \div 15.$$

Für Gerberträger mit rechteckigem Querschnitt und gleichmäßig verteilter Belastung

$$h:l = \tau : 2 \sigma = 1:16 \div 20.$$

Balken, bei denen die Querschnittshöhe im Verhältnis zur Stützweite größer ist als vorstehende Grenzwerte angeben, sind auf die auftretenden Scherspannungen zu untersuchen, wenn sie gleichzeitig auf Biegung voll ausgenützt sind.

E. Verbindungsmittel.

Bei gewöhnlichen Zimmerkonstruktionen werden die Holzverbindungen in üblicher Weise durch Versatzung, Überblattung und dgl. ausgeführt. Die einzelnen Hölzer haben hier neben Kräften in der Stabrichtung in der Regel auch Biegemomente aufzunehmen und werden mit Rücksicht hierauf und auf die Unsicherheit der statischen Wirkung so reichlich dimensioniert, daß die durch die erwähnten Verbindungsweisen hervorgerufenen Verschwächungen und örtlichen Beanspruchungen erträglich bleiben. Bei der Wahl der Stabanordnung umgeht man es, mehrere Stäbe in einem Punkt zusammenlaufen zu lassen, man sucht vielmehr allenthalben steife Dreiecke zu erhalten und zugfeste Anschlüsse möglichst zu vermeiden.

Im Gegensatz hierzu werden im Ingenieurholzbau statisch klar erfaßbare Systeme angestrebt, die es ermöglichen, die im Laufe der letzten Jahrzehnte entwickelten und durch die Anwendungen im Eisen- und Eisenbetonbau bewährten statischen Methoden auf den Holzbau zu übertragen. Soweit es sich um Fachwerkskonstruktionen handelt, ergibt sich hieraus die Aufgabe, die Stäbe unter möglichster Vermeidung von Biegungsspannungen zentrisch zusammenzuführen, so daß die Festigkeitseigenschaften der einzelnen Hölzer auf ihre ganze Länge gleichmäßig ausgenützt werden können. Den althergebrachten Verbindungsweisen, wie Hirnholzdruckstoß, Versatzung, Überblattung, die durch jahrhundertelange Verwendung sich bewährt haben, und auf deren Wirkungsweise in diesem Zusammenhang näher einzugehen sich erübrigt, mußten nun neue Methoden an die Seite gestellt werden, die vor allem die Aufgabe hatten, zugfeste Anschlüsse in wirtschaftlichster Weise zu lösen. In den letzten Jahren sind eine Menge solcher neuer Vorschläge aufgetaucht, von denen indessen ein großer Teil sich nicht durchsetzen können. Neben zahlreichen Fehlkonstruktionen, die teils den natürlichen Eigenschaften des Holzes zu wenig angepaßt sind, teils die Größe der auftretenden Beanspruchungen verkennen, findet man an sich einwandfreie Lösungen, denen aber aus wirtschaftlichen Gründen der Erfolg versagt bleiben wird. Der verbleibende Rest der brauchbaren Konstruktionen ist aber immer noch zu zahlreich, als daß eine Behandlung jeder einzelnen Bauart im Rahmen dieser Arbeit möglich wäre. Es kann sich hier nur darum handeln, die Wirkungsweise der Verbindungsmittel und die grundsätzliche Seite ihrer Berechnung kritisch zu betrachten.

Eine ausgeprägte Sonderstellung gegenüber den übrigen Verbindungsmitteln nimmt die Verleimung ein. Sie ist vor allem durch die Firma Hetzer, Weimar, seit einigen Jahrzehnten zur Herstellung von Vollwandkonstruktionen herangezogen worden und hat bei einer ganzen Reihe von auch ästhetisch vorzüglich gelungenen Bauten Verwendung gefunden. Die Verleimung stellt in gewisser Beziehung eine ideale Lösung des Verbindens von Holz dar und soll deshalb vorweg behandelt werden. Als Klebstoff kommen die verschiedenen im Handel erhältlichen Sorten von Warmleim (Knochen- und Lederleim) sowie

Kaltleim (Kaseinleim) in Frage. Wegen der gelegentlich zu befürchtenden Durchfeuchtung bei Transport, Aufstellung und im Betrieb wird meist ein Kaseinleim gewählt, der gegen Feuchtigkeit widerstandsfähiger als Warmleim sein soll. Ausschlaggebend für die Brauchbarkeit eines Leims und die Art seiner Verwendung sind seine Festigkeitseigenschaften sowie seine Haftkraft am Holz. Neben einigen Einzeluntersuchungen liegen hierüber vor allem Veröffentlichungen von Rudeloff⁵⁰⁾ und ⁵¹⁾ und von Baumann⁴⁾ vor. Letzterer fand als Eigenfestigkeit von Stäben aus Kölner Leim (Warmleim) eine Zugfestigkeit von $650 \div 815 \text{ kg/qcm}$ und eine Biegezugfestigkeit von etwa 1500 kg/qcm . Entsprechende Beobachtungen an Körpern aus Kaseinleim konnten nicht angestellt werden, da sich durchgetrocknete Stücke genügender Größe nicht herstellen ließen.

Bei zweckentsprechendem Ansetzen des Leims und guter Pressung wurden folgende Festigkeiten von Leimfugen beobachtet: Auf Zug beanspruchte Fugen, bei denen Hirnholz auf Hirnholz mit Warmleim verleimt wurde, hielten nach Rudeloff etwa 70 kg/qcm . Erfolgte die Verleimung mit Längsholz auf Längsholz, so war die größte Fugenfestigkeit, die ohne Herausreißen von Holz aus den verleimten Flächen zu erzielen war, bei Eiche 35, bei Forche 27 kg/qcm .

Sattere Leimmischungen, als bei diesen Probekörpern verwendet, wiesen immer einen Bruch außerhalb der Fuge auf, so daß sie für diesen Zweck unwirtschaftlich wären. Im übrigen ergab sich bei gleichen Leimlösungen bei Langholzverbindungen eine höhere Haftfestigkeit als bei Hirnholzverleimungen, soweit eben nach Vorstehendem bei stärkerer Verdünnung der Lösung überhaupt Vergleichswerte zu erzielen waren.

Auf Abscherung beanspruchte Fugen, wie sie Baumann untersuchte, zeigten folgende Mittelwerte:

Probekörper aus Spruce	warmverleimt	48 kg/qcm
„	„ kaltverleimt.	52 „
„	„ Forche kaltverleimt.	53 „

Wie schon bemerkt, beziehen sich die angeführten Festigkeitswerte auf Versuchskörper, die mit zweckentsprechenden Leimlösungen und guter Pressung hergestellt wurden. Ganz bedeutend niedrigere Werte fanden sich z. B., wenn die Leimlösung zu dünn ist. Die von Rudeloff bei Hirnholzverleimungen beobachteten Werte entsprechen einem Wasserezusatz von 100% und gehen bei 300% auf etwa $\frac{1}{4}$ zurück. Auch Baumann hat bei Kaseinleim ein Nachlassen der Festigkeit bei dünneren Mischungen festgestellt (1 Teil Leim und 1 Teil Wasser ergab 52 kg/qcm , s. o., 1 Teil Leim und 2 Teile Wasser 42 kg/qcm). Ferner wird die Festigkeit herabgemindert bei ungenügendem Pressen der Fugen während des Abbindens, durch Vorhandensein harziger Stellen in den Verbindungsflächen und durch Feuchtigkeit.

Aus den oben wiedergegebenen Beobachtungen geht hervor, daß zwar die Verleimung von Hirnholz auf Hirnholz bei senkrecht zur Faser abgeschnittenen Verbindungsflächen bei weitem nicht in der Lage ist, die natürliche Zugfestigkeit des Holzes zu ersetzen, daß aber Leim-

fugen parallel zur Faser hinsichtlich Zug und Scherung zum mindesten bei Nadelholz die gleiche Festigkeit wie das Holz selbst erhalten können. Es können daher aus einer Reihe von Einzelquerschnitten fast beliebig große Querschnitte in den verschiedensten Formen durch Verleimung zusammengesetzt werden. Durch Wahl entsprechend kleiner Einzelglieder ist die Ausscheidung von groben Ästen und sonstwie fehlerhaften Stellen sehr erleichtert und gleichzeitig die Herstellung von gekrümmten Trägerformen ohne große Vorspannungen ermöglicht. Die Kraftübertragung, die bei den übrigen Verbindungsmitteln immer mit einem Eingriff in das Gefüge des Holzes verbunden ist, erfolgt bei der Verleimung ohne diese Nachteile.

Den genannten Vorzügen der Verleimung stehen selbstverständlich auch eine Reihe Mängel gegenüber. Mehr als bei allen anderen Methoden spielt beim Verleimen die Güte der Verarbeitung und des Leims eine Rolle. Dazu kommt, daß Fehler in der Herstellung einer verleimten Konstruktion viel schwerer feststellbar sind als bei anderen Holzkonstruktionen, die größtenteils ein Auseinandernehmen und eine eingehende Besichtigung der Einzelteile erlauben. Stellen sich Fehler in der Verleimung heraus, so sind diese nur schwer und wenig sicher zu beheben. Wird die Güte der Verleimung durch Festigkeitsproben untersucht, so befindet man sich bis unmittelbar vor Eintreten des Bruchs im Unklaren über die Tragfähigkeit der Verbindung, da naturgemäß die Zerstörung sehr plötzlich eintritt.

Geleimte Konstruktionen sollten deshalb nur dann angewendet werden, wenn eine unmittelbare Durchfeuchtung nicht zu befürchten ist, und die Ausführung mit erfahreinem Personal in hierzu eingerichteten Betrieben unter dauernder sachverständiger Aufsicht vorgenommen wird. Weiter sollte immer beachtet werden, daß das zusammenzufügende Material durchweg gleichmäßig trocken ist, und daß immer nur Langholz mit parallelen Fasern verleimt wird. Wird Holz mit gekreuzten Fasern verbunden, so besteht die Gefahr, daß bei einer Veränderung des Feuchtigkeitszustandes innere Spannungen auftreten, die unter Umständen zu einer Zerstörung der Verbindung führen können. Infolgedessen eignet sich das Verleimen vor allem zur Anfertigung von Vollwandträgern, meist mit I-förmigem Querschnitt nach Abb. 19, sowie zur Herstellung von gekrümmten Gurthölzern für Parabel- und Bogenbinder.

Größere Bedeutung als die Leimverbindung haben in der neueren Entwicklung der Holzkonstruktionen die zahlreichen Methoden erlangt, die durch Anordnung besonderer Verbindungsmittel in Holz, Eisen oder anderem Material die Kraftübertragung bewerkstelligen.

Auch hier ist ein statischer Nachweis der Tragfähigkeit der Verbindung unumgänglich, denn die einwandfreieste Ermittlung genügender Stabstärken nützt so lange nichts, als nicht die Gewähr geboten ist, daß die errechneten Kräfte mit gleicher Sicherheit durch die Stabanschlüsse übertragen werden. In richtiger Erkenntnis der Wichtigkeit dieses Teils der Berechnung, der den Kernpunkt der konstruktiven

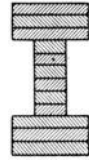


Abb. 19.
I-förmiger, verleimter Querschnitt.

Schwierigkeiten des Holzbaus trifft, hat die Reichsbahndirektion Stuttgart in ihren Ausführungsvorschriften für Holzbauten auch hierüber Bestimmungen aufgenommen und folgende Anforderungen gestellt:

„Bei den Verbindungsgliedern, Bolzen, Stiften, Dübeln, Bandeisen usw. ist der Lochwanddruck (gleichmäßig verteilt gerechnet) nachzuweisen. Die vorher unter 1—4 aufgeführten Grenzwerte¹⁾ werden auch für den Lochleibungsdruck als unzulässig erachtet, wenn die in den Verbindungen auftretenden Biegungsspannungen durch Schrauben aufgenommen werden. Sind die Verbindungen auf Biegung nach der Elastizitätstheorie untersucht und dimensioniert, so kann der Lochwanddruck an ungünstigster Stelle bis zu 140 kg/qcm als zulässig angenommen werden.“

Leider wird diese Formulierung nicht als endgültige Lösung angesehen werden können. Einer solchen stehen überhaupt große Schwierigkeiten im Wege. Abgesehen von den schwer erfaßbaren Beanspruchungen in den Verbindungsmitteln selbst beruhen diese Schwierigkeiten in erster Linie darauf, daß die tatsächliche Spannungsverteilung zwischen Verbindungsmittel und Holz von der Annahme gleichmäßiger Verteilung je nach Art der Anordnung verschieden stark abweicht, und daß weiter der Grenzwert des zulässigen Kantendrucks nicht für alle Verbindungsmittel derselbe zu sein braucht. Im Gegenteil ist bei den verschiedenen Bauweisen eine Abstufung des zulässigen Höchstwerts am Platz, die auf die stützende Wirkung der Nachbarfasern der höchstbeanspruchten Punkte (Schwellendruck, Stempeldruck) sowie auf den durch eine Überbelastung hervorgerufenen Grad der Gefährdung der Verbindung Rücksicht nimmt.

Um die Mannigfaltigkeit der Wirkungsweisen der praktisch vorkommenden Verbindungsmittel zu bewältigen, werden diese im folgenden in 3 Gruppen eingeteilt, die zwar nicht den Anspruch erheben können, alle heute gebräuchlichen Konstruktionsarten zu umfassen, aber immerhin die wichtigsten derselben in einen übersichtlichen Zusammenhang bringen:

1. Verbindungsmittel mit vorwiegender Biegebungsbeanspruchung (Bolzenverbindungen).
2. Verbindungsmittel mit vorwiegender Druckbeanspruchung (Dübelverbindungen).

Bevor diese 2 Gruppen nach ihrem statischen Verhalten näher untersucht werden, sollen einige allgemeine Gesichtspunkte vorausgeschickt werden, die für beide Gruppen von Wichtigkeit sind.

Ein Vergleich mit den Methoden des Eisenbaues läßt einen bemerkenswerten Unterschied im Verhalten der Anschlüsse bei beiden Bauweisen hervortreten. Beim Eisenbau liegen die Verhältnisse inso-

1) σ_z	//	zur Faser	=	80	kg/qcm
σ_d	//	„	=	80	„
σ_d	⊥	„	=	15	„
σ_b	//	„	=	90	„
τ	//	„	=	10	„
τ	⊥	„	=	30	„

fern einfacher, als die Anschlüsse wenigstens in Deutschland fast ausschließlich durch Nietung ausgeführt werden, und somit immer eine weitgehende Gleichartigkeit vorhanden ist. Über die Wirkungsweise des einzelnen Niets wie auch von Nietgruppen liegen Versuchsreihen vor, die über die Kraftverteilung hinreichende Klarheit gebracht haben. Bei gut ausgeführten und erhaltenen Konstruktionen erfolgt im Bereich der rechnermäßigen Nutzlast die Kraftübertragung durch die Reibung, die durch die Vernietung zwischen den einzelnen Teilen hervorgerufen wird. Diese Reibungskräfte werden im allgemeinen erst bei Belastungszuständen überwunden, die oberhalb der rechnerisch zu erwartenden Lasten (Gebrauchslasten) liegen. Hieraus folgt, daß normalerweise in den Berührungsflächen der zu verbindenden Teile keine gegenseitigen Verrückungen eintreten. Im Gegensatz dazu kann bei den Holzkonstruktionen auf die Wirkung von Reibungskräften in den Berührungsflächen zweier zu verbindender Hölzer nicht immer gerechnet werden, weil die zur Erzeugung der Reibung erforderlichen quergerichteten Kräfte wegen der geringen Festigkeit des Holzes senkrecht zur Faser schwer aufzubringen sind und durch das starke Schwinden in dieser Richtung leicht unwirksam werden können. Die Kraftübertragungsmittel kommen daher direkt zur Wirkung, und im Gegensatz zu Eisenverbindungen und zur Verleimung treten hier, wie zahlreiche Versuche gezeigt haben, schon innerhalb der Gebrauchslast kleine Verschiebungen in den Berührungsflächen auf. Eine wesentliche Anforderung konstruktiver Art ist es, daß die Ausbildung der Anschlüsse den natürlichen Eigenschaften des Holzes Rechnung trägt, und der Grad der Verschieblichkeit durch diese letzteren (z. B. Schwinden, Quellen und Rißbildung) im Laufe der Zeit nicht stark beeinflußt werden kann.

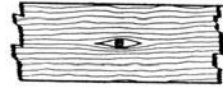


Abb. 20. Sprengende Wirkung von Nägeln.

Verbindungsmittel, die ohne vorheriges Ausbohren oder Ausstemmen der Aussparungen in das Holz eingetrieben werden, z. B. Nägel und Krallenplatten verschiedenster Art, sollten nur zu untergeordneten Zwecken Verwendung finden. Die durch sie hervorgerufene Zerstörung der Holzfasern ist unkontrollierbar, außerdem werden durch das gewaltsame Eintreiben die Fasern häufig entsprechend Abb. 20 beiseite gedrängt, und es entstehen Risse, die unter der Kraftwirkung leicht aufgespalten werden. Wenn schon bei sachgemäß verbohrten Schraubenbolzen der Bruch häufig durch Aufspalten des Holzes eingeleitet wird, so ist dies bei mit Gewalt eingetriebenen Verbindungsmitteln um so mehr zu befürchten.

a) Verbindungsmittel mit vorwiegender Bieungsbeanspruchung (Bolzenverbindungen).

Unter diese Gruppe fallen als die gebräuchlichsten Arten die Nägel verschiedenster Formen sowie Schraubenbolzen. Um bei geringem Materialaufwand eine große Steifigkeit zu erhalten, werden hohle Schrauben („Rohrdübel“) verwendet. Ferner gehört hierher die Verbindungsweise des Meltzerschen Systems, bei welchem Stahlstifte von

den Abmessungen kräftiger Nägel in vorgebohrte Löcher eingebaut werden. Hierdurch werden die Nachteile der Nagelung vermieden und gleichzeitig die Formänderungen durch die viel höhere Steifigkeit der Stahlstifte gegenüber den üblichen Nägeln wesentlich herabgesetzt.

Bei allen diesen Konstruktionen, die im folgenden unter dem Begriff Bolzen zusammengefaßt sind, spielt neben der Verteilung des Drucks entlang der Leibung des Verbindungsmittels die Steifigkeit des Verbindungsmittels selbst eine große Rolle. Betrachtet man das Verhalten einer Bolzenverbindung etwa nach Abb. 21 unter zunehmender Belastung, so ergibt sich meist folgendes Bild:

1. Stadium: Bei niedriger Belastung wird, sofern durch die Schraubenbolzen Reibungskräfte in den Berührungsflächen hervorgerufen werden, die Last durch die Reibung aufgenommen. Doch sind die auf diese Weise übertragbaren Kräfte gering. Bei zunehmender Belastung tritt als

2. Stadium die Kraftübertragung durch die Steifigkeit des Bolzens ein. Der Bereich dieses Stadiums ist je nach den Festigkeitseigenschaften des Holzes und Eisens sowie nach den Abmessungen des Bolzens verschieden. Mit stärker zunehmender Durchbiegung tritt als

3. Stadium die Wirkung von Kopf und Mutter des Bolzens, wenn solche vorhanden sind und am Holzkörper anliegen, in den Vordergrund. Besonders bei Ausstattung mit kräftigen Unterlegscheiben fängt der Bolzen an, seilähnlich zu wirken und gleichzeitig wieder große Reibungswiderstände hervorzurufen.

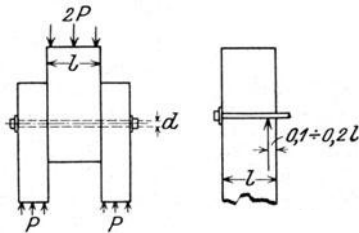


Abb. 21 a. Abb. 21 b.
Zweischrittige Bolzenverbindung.

Der Bruch der Verbindung kann je nach den gewählten Verhältnissen auf verschiedene Weise erfolgen:

durch Zerstörung des Holzes infolge Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit und Bildung eines Sprengkeils, der dann meist ein Aufspalten, unter Umständen auch ein Ausscheren des Holzes hervorruft;

durch Zerstörung des Holzes infolge von Biegungsspannungen senkrecht zur Faser, die durch das Einpressen der Unterlegscheiben hervorgerufen werden;

durch Zerstörung des Bolzens, die aber nie, wenigstens soweit gewöhnliches Flußeisen Verwendung findet, durch Abscherung oder Biegung sondern durch Überwindung der Zugfestigkeit oder durch Abspringen des Kopfs oder Ausreißen des Gewindes eintritt. Häufig vereinigt sich im Bruchstadium das Zusammenwirken von mehreren der vorstehenden Zerstörungsursachen.

Für die Untersuchung der Tragfähigkeit einer Verbindung ist das zweite Stadium von maßgebender Bedeutung. Wie schon erwähnt, ist mit dem Eintreten des 1. Stadiums nicht sicher zu rechnen, außerdem wird sein Bereich praktisch schon durch die Eigengewichtslasten häufig überschritten. Das dritte Stadium ist von so vielen Faktoren (Druck-

festigkeit senkrecht zur Faser, Größe der Unterlegscheiben, Anfangsspannung der Schrauben u. a.) abhängig, daß es kaum theoretisch erfaßt werden kann. Seine praktische Bedeutung liegt in der unter Umständen sehr bemerkenswerten Erhöhung der Bruchlasten. Diese kann aber nur bei verhältnismäßig einfachen Tragwerken wirksam werden. Da in diesem Zustand Verschiebungen von 5—10 cm vor Erschöpfung der Tragfähigkeit des einzelnen Anschlusses vorkommen, würden sich bei einem normalen Fachwerksträger durch die hierdurch hervorgerufenen Durchbiegungen derartige Nebenspannungen ergeben, daß der Bruch als Folge dieser letzteren eintreten müßte.

An Versuchen, die Tragfähigkeit von Bolzenverbindungen zu berechnen, hat es im Laufe der letzten Jahre nicht gefehlt. Während eine Reihe von Arbeiten [z. B. ³⁴), ⁴³), ⁵²), ⁶⁰)] auf rein rechnerischem Weg ein Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit zu gewinnen suchten, hat Jackson²⁶) auf einer durch Versuche bestimmten Materialkonstanten seine Berechnung aufgebaut und Graf²⁰) ausschließlich auf dem Wege des Versuchs wertvolle Aufschlüsse beigetragen. Leider wird der Wert der meisten zuerst genannten Arbeiten dadurch beeinträchtigt, daß die zugrunde gelegten Annahmen wenig oder gar nicht mit der tatsächlichen Wirkung übereinstimmen. So ist insbesondere z. B. die Annahme irrig, daß bei einer zweiseitigen Bolzenverbindung nach Abb. 21 bei geringer Anfangsbelastung der Lochwanddruck zunächst über die ganze Bolzenlänge gleichmäßig verteilt sei und erst mit zunehmender Beastung sich mehr und mehr an den Rändern konzentriere. Die Untersuchungen Grafs haben vielmehr einwandfrei gezeigt, daß schon bei sehr niedrigen Lasten eine ähnliche Verteilung wie später Platz greift. Auch kommt der vielfach in den Vordergrund gerückten Biegefestigkeit des Bolzens wenig Bedeutung zu, sofern es sich um flußeiserne Bolzen handelt, da hier die Zerstörung der Verbindung nie durch ein Brechen des Bolzens infolge von Biegespannung eintritt. Erfahrungsgemäß läßt sich Flußeisen zu viel stärkerer Krümmung abbiegen, als bei den Verbindungen überhaupt in Frage kommen kann. Ein irgendwie brauchbarer Maßstab für die Tragfähigkeit einer Verbindung läßt sich deshalb aus den rechnerisch sich ergebenden Biegespannungen des Bolzens nicht ableiten, um so mehr, als die auf die übliche Weise berechneten Spannungswerte mit den Ergebnissen der hierüber angestellten Versuche [vgl. Graf²⁰) und Bach, C.: Elastizität und Festigkeit S. 53] nicht im Einklang stehen. Wesentlich für die Tragfähigkeit ist vielmehr die Größe der Formänderungen des Bolzens, weshalb auf diese die Tragfähigkeitsberechnung der Verbindung aufgebaut werden muß.

Da vorerst mit der Durchführung von umfassenden Versuchsreihen, die allein die endgültige Erklärung herbeiführen können, nicht gerechnet werden darf, wird vorläufig eine rechnerische Behandlung, allerdings unter Beachtung der bisherigen Versuchsergebnisse, nicht zu umgehen sein.

Für die nachstehenden Ableitungen wird vorausgesetzt, daß wie meist Flußeisenbolzen verwendet werden, und diese satt in ihren Boh-

rungen sitzen, so daß eine Kraftübertragung in der Krafrichtung und entgegengesetzt ohne Spielraum möglich ist. Weiter sollen die Anschlüsse überall in genügend großem Abstand vom Holzende in der Krafrichtung gemessen liegen, damit ein Ausscheren oder Aufspalten des Holzes nicht eintreten kann. Der Faserverlauf soll außerdem zunächst in allen Hölzern der Krafrichtung parallel sein.

Gegenüber den sonstigen Methoden ist der von Jackson eingeschlagene Weg besonderer Beachtung wert, da er von einfachen und wahrscheinlichen Voraussetzungen ausgeht. Im Anschluß an die von Dr. Schnidtmann⁵⁵⁾ entwickelte Näherungsmethode wird hierbei vorausgesetzt:

1. Die durch einen Lochwanddruck p_x an irgendeiner Stelle des Bolzens hervorgerufene Durchbiegung ist der Last p_x proportional.

Diese Voraussetzung trifft wenigstens für den Bereich des Stadiums 2 mit genügender Genauigkeit zu.

2. Die durch den Lochleibungsdruck p_x an einer bestimmten Stelle im Holz hervorgerufene Einpressung y ist p_x proportional.

Das Verhältnis $p_x : y = C$ wird als Bettungsziffer bezeichnet. Mit welchem Genauigkeitsgrad man p_x und y also proportional, C also als konstant ansehen kann, ist noch fraglich. Die von Jackson vorgenommenen Versuche, bei denen eine scharfkantige Schneide aus Flußeisen von 2 cm Breite in eine ebene Hirnholzfläche eingedrückt wurde, ergaben je als Mittel von 3 Proben

parallel zur Faser bei einem Druck von	0—100 kg/qcm	$C = 2440$ kg/qcm,
„ „ „ „ „ „ „ „	100—200 kg/qcm	$C = 3490$ „
senkrecht „ „ „ „ „ „ „ „	0—17,7 kg/qcm	$C = 1028$ „
„ „ „ „ „ „ „ „	17,7—33,8 kg/qcm	$C = 1100$ kg/qcm,

d. h. die Bettungsziffer wuchs hiernach bei zunehmender Belastung. Umgekehrt errechnet sich aus den von Graf²⁰⁾ veröffentlichten Beobachtungen eine Abnahme von C mit zunehmender Belastung. Auch sind hier die Werte für C beträchtlich niedriger als bei Jackson, nämlich parallel zur Faser 1200—600 kg/qcm in dem hauptsächlich kommenden Bereich.

Da die von Graf gewählte Versuchsanordnung, bei der ein Rundeisen in vorgebohrte halbkreisförmige Rinnen parallel zu den Fasern eingedrückt wurde, den tatsächlichen Verhältnissen viel näher kommt, wird bei der folgenden Untersuchung die obere, ungünstigere Grenze der Graf'schen Werte $C = 1200$ kg/qcm zugrunde gelegt und C als Konstante behandelt, eine Vernachlässigung, die dem Genauigkeitsgrad der ganzen Berechnung angemessen ist. Übrigens zeigt sich, daß in den später abgeleiteten Beziehungen der Wert C im Verhältnis zu den sonstigen Faktoren von geringer Bedeutung ist, und eine Veränderung desselben die Rechnungsergebnisse nur sehr schwach beeinflusst. Trotzdem geht aus dem starken Schwanken der Angaben hervor, daß die Rechnungsgrundlagen noch wenig zuverlässig sind, und eine Nachprüfung durch Versuche erwünscht wäre.

Aus den Voraussetzungen 1 und 2 ergibt sich, daß bei bestimmten Abmessungen einer Verbindung das Verhältnis der Spannungsverteilung längs des Bolzens für alle Laststufen im Rahmen des Stadiums 2 dasselbe bleibt.

3. Die elastische Linie des Bolzens, die zugleich mit der Eindrückungslinie des Bolzens im Holz übereinstimmen muß, wird mit genügender Genauigkeit näherungsweise durch eine Gleichung zweiten Grads $p_x = C \cdot y = a + bx + cx^2$ ersetzt.

4. p_x wird als gleichmäßig verteilt auf die Dicke des Bolzens angesehen, also auf die Projektion des Umfangs bezogen.

α) Einschnittige Bolzenverbindung.

Bei einschnittigen symmetrischen Bolzenverbindungen ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen für die auf den Bolzen wirkenden Kräfte, daß die Resultante der Lochleibungsdrücke in jedem Holz in

die Berührungsfläche fällt, daß also in der Berührungsfläche der Bolzen einen Momentennullpunkt, seine elastische Linie einen Wendepunkt aufweist. Hier nähert sich daher die Verteilung des Lochleibungsdrucks um so mehr dem Zustand der Abb. 22, je größer die Steifigkeit des Bolzens ist.

Handelt es sich um die Verbindung zweier ungleich starker Hölzer, ein Fall, der nicht häufig vorkommen wird, so kann sich die Lage der Resultante aus der Berührungsebene verschieben, doch wird auch hier eine Berechnung wie bei symmetrischer Anordnung hinreichend genau sein.

Nach dem Schnitdmannschen Verfahren wird der maximale Lochleibungsdruck in der Berührungsfläche mit den Bezeichnungen der Abb. 22

$$p_{\max} = \frac{P}{d \cdot l} \cdot \frac{2304 N + 9,4}{576 N + 1,1} = \frac{P}{d \cdot l} \cdot m \quad (1)^1$$

wo $N = \frac{EJ}{C \cdot l^4 d}$ zu setzen ist, und E und J sich auf

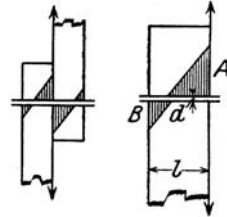


Abb. 22. Einschnittige Bolzenverbindung.

1) Zur Ableitung der Formeln 1—3 sei folgendes bemerkt:
Auf Grund einer Lastenverteilung nach der Gleichung

$$p_x = a + b \cdot x + c \cdot x^2 \dots \dots \dots (a)$$

ergibt sich für die Gleichung der elastischen Linie des Bolzens nach doppelter Integration der Momentenkurve

$$EJ \cdot y = P \cdot \frac{x^3}{6} - \frac{ax^4}{24} - \frac{bx^5}{120} - \frac{cx^6}{360} + K_1 \cdot x + K_2 \dots \dots \dots (b)$$

Aus der Bedingung, daß die elastische Linie des Bolzens in 3 Punkten (in A, B und in der Mitte von l) mit der Einpressungslinie übereinstimmt, erhält man die Integrationskonstanten K_1 und K_2 , sowie die Gleichung

$$\frac{7}{12} \cdot a + \frac{bl}{8} + cl^2 \cdot \left(\frac{31}{720} + 8N \right) = \frac{2P}{l} \dots \dots \dots (c)$$

Ferner muß die Summe aller Lochleibungsdrücke = P sein, also

$$\int_0^l p_x \cdot dx = al + \frac{bl^2}{2} + \frac{cl^3}{3} = P \dots \dots \dots (d)$$

und das Moment um den Punkt $A = 0$ sein, woraus

$$\int_0^l p_x \cdot x dx = 6a + 4bl + 3cl^2 = 0 \dots \dots \dots (e)$$

Aus den Gleichungen (a)—(c) lassen sich die gesuchten Konstanten a , b , c berechnen. Es wird

$$c = \frac{5P}{96 N l^3 + \frac{11}{60} l^3} \dots \dots \dots (f)$$

$$b = -\frac{6P}{l^2} - cl \dots \dots \dots (g)$$

$$a = \frac{4P}{l} + \frac{cl^2}{6} \dots \dots \dots (h)$$

Mit (f) ergibt sich aus (h) für p_{\max} obige Gleichung (1), ferner mit (f), (g) und (h) aus (a) mit $x = l$ die Gleichung (2).

den Bolzen beziehen. Der Wert von m , im folgenden Randspannungsverhältnis genannt, gibt also an, wieviel mal die maximale Randpressung größer ist als der gleichmäßig verteilt gerechnete Lochleibungsdruck. Mit $E = 2100000$, $C = 1200 \text{ kg/qcm}$ sind in Tabelle 16 für eine Anzahl von Bolzen mit Kreisquerschnitt und für verschiedene l die Werte m zusammengestellt. m bewegt sich zwischen 4,0 und 8,5, und zwar wird das Randspannungsverhältnis um so ungünstiger, je weniger der Bolzen als starr angesehen werden kann.

Die Randspannung bei B ist praktisch ziemlich unwesentlich. Sie findet sich nach demselben Verfahren berechnet zu

$$p_B = \frac{P}{d \cdot l} \cdot \frac{-1152 N + 2,8}{576 N + 1,1} \dots \dots \dots (2)$$

Endlich erhält man für einen beliebigen Punkt zwischen $x = 0$ und $x = l$ den Lochleibungsdruck aus der Gleichung:

$$p_x = \frac{P}{d \cdot l} \cdot \frac{2304 Nl^2 + 9,4 l^2 - 3456 N \cdot x \cdot l - 38,6 lx + 30 x^2}{576 Nl^2 + 1,1 l^2} \dots (3)$$

Es sei hier schon bemerkt, daß bei vorstehender Berechnung das Ende des Bolzens als freidrehbar angesehen ist, wie dies bei Nägeln und den Meltzerschen Stahlstiften der Fall ist. Bei Schraubenbolzen mit kräftigen Unterlegscheiben kann unter Umständen das Bolzenende gegen Verdrehen nach Abb. 23 einigen Widerstand leisten. Dieser wird sich dann besonders auf die Werte p_B geltend machen und auch für p_{max} eine Entlastung bringen. Mit dem Einspannungsmoment des Bolzenendes ist aber wegen der Ungenauigkeiten der Bearbeitung und des Schwindens des Holzes für die niederen Laststufen nicht sicher zu rechnen. Es macht sich erst nach Eintritt größerer Verschiebungen stärker geltend und ist deshalb im folgenden nicht in Betracht gezogen.



Abb. 23. Einspannende Wirkung des Bolzenkopfs.

β) Zweischnittige Bolzenverbindungen.

Bei zweischnittigen Bolzenverbindungen ist die Verteilung des Lochleibungsdrucks um so gleichmäßiger, je größer die Steifigkeit des Bolzens, d. h. sein I und E ist, und je kleiner die Holzstärken sind. Die Untersuchung beschränkt sich auf den wesentlichsten Fall symmetrischer Anordnung. Sucht man hier in ähnlicher Weise wie unter α) die Spannungsverteilung längs der Lochleibung zu erfassen, so stößt man insofern auf eine Schwierigkeit, als die Lage der Resultierenden der Lochleibungsdrücke in den Seitenstücken nicht ohne weiteres wie oben in den Berührungsflächen zu liegen braucht. Da der rechnerische Nachweis ihrer Lage für den allgemeinen Fall mit Umständen verknüpft ist, die in keinem Verhältnis zur Genauigkeit des ganzen Verfahrens stehen, wird auf die Veröffentlichungen von Graf, Jackson und Schächterle zurückgegriffen. Aus den dort gezeigten Abbildungen geht hervor, daß die Bolzen bei den üblichen Abmessungen unter der Belastung Formänderungen erleiden, bei denen ihre Achse in den Fugen zwischen Seiten- und Mittelholz Wendepunkte aufweist.

Nur bei Bolzen von großer Steifigkeit bei gleichzeitig verhältnismäßig geringer Stärke des Mittelholzes lassen sich kleine Verschiebungen der Wendepunkte gegen die Seitenstücke hin erkennen. Bei der folgenden Berechnung wird deshalb vorläufig davon ausgegangen, daß die Resultante auch hier in der Fuge zwischen Seiten- und Mittelholz liege und, sofern erforderlich, der Einfluß einer Verschiebung ihrer Lage in Betracht gezogen.

Spannungsverlauf im Mittelholz. Entsprechend der Symmetrie der Belastung müssen auch die Lochleibungsdrücke symmetrisch verlaufen. Mit den Bezeichnungen der Abb. 21 ergibt sich ähnlich wie unter α) für die maximale Randspannung:

$$p_{\max} = \frac{2P}{d \cdot l} \cdot \frac{576 N + 6,1}{576 N + 1,1} = \frac{2P}{d \cdot l} \cdot n. \dots \dots \dots (3)$$

Wird das Randspannungsverhältnis hier mit n bezeichnet, so zeigt sich, daß n für große Werte von N sich dem Wert 1 nähert, für kleine N dagegen bis zu 5,5 anwächst. Im einzelnen sind die Werte von n in Tabelle 16 aufgeführt. Für den Lochleibungsdruck p_m in der Mitte des Mittelstücks ergibt sich aus den geometrischen Eigenschaften der substituierten Parabel, daß seine Größe von dem gleichmäßig verteilt gerechneten Wert $p = \frac{2 \cdot P}{d \cdot l}$ um halb soviel nach unten abweicht, als

p_{\max} nach oben. p_m berechnet sich somit zu

$$p_m = \frac{3 - n}{2} \cdot p. \dots \dots \dots (4)$$

Allgemein findet man für p_x die Gleichung:

$$p_x = \frac{2P}{d \cdot l} \cdot \frac{192 N l^2 + \frac{61}{30} l^2 - 10 l x + 10 x^2}{192 N l^2 + \frac{11}{30} l^2}.$$

Um den Einfluß einer Verschiebung der Lage von p auf den Spannungsverlauf zu prüfen, wurde die Gleichung für p_{\max} auch unter der Voraussetzung abgeleitet, daß p beiderseits an einem Hebelarm von $0,1 l$ außerhalb des Mittelholzes angreift. Hier ergibt sich:

$$p'_{\max} = \frac{2P}{d \cdot l} \cdot \frac{576 N + 8,5}{576 N + 1,1} = \frac{2P}{d \cdot l} \cdot n'. \dots \dots \dots (3')$$

Wie zu erwarten, wird p'_{\max} größer als p_{\max} , doch ist der Unterschied für größere Werte von N gering. Er beträgt für $N = 0,1$ 40%, $N = 0,01$ 20%.

Will man z. B. den von Jackson²⁶⁾, Seite 64/65 behandelten Versuchskörper nach Abb. 24 schon als einen Grenzfall ansehen, bei dem die Verlagerung von P um $\frac{1}{10} l$ nach außen berücksichtigt werden müßte, so würde sich hier mit

$$N = \frac{2100000 \cdot \pi \cdot 3,0^3}{1200 \cdot 64 \cdot 14^4} = 0,0305$$

$n = 1,14$ und $n' = 1,21$ ergeben.

Da das Randspannungsverhältnis bei großen Werten von N laut Tabelle 16 ohnehin wenig von l abweicht, wird man beim Mittelholz trotz der dadurch hervorgerufenen Mehrbeanspruchung auf eine Berücksichtigung der Verschiebung der Lage von P ohne Gefahr verzichten können. Die Werte n genügen also zur Ermittlung des ungefähren Spannungsverlaufs.

Spannungsverlauf in den Seitenhölzern. Wird auch hier P vorläufig in der Fuge wirkend angenommen, so gleicht der Spannungsverlauf im Seitenholz vollkommen demjenigen bei einschnittiger Bolzenverbindung. Es gelten dann die unter a) angegebenen Beziehungen sowie die Werte m in Tab. 16. Es ist naheliegend, daß bei der zweischnittigen Verbindung durch Hinzukommen des zweiten Seitenholzes die Spannungsverteilung im ersten Seitenholz günstig beeinflusst werden muß, und daß dieser Einfluß um so wirksamer wird, je steifer der Bolzen und je kleiner die Stärke des Mittelholzes ist. Nachstehend sind die auf dieselbe Weise wie oben abgeleiteten Formeln für einen Abstand der Resultante P von $0,1 l$ bzw. $0,2 l$ vom Rand aufgeführt.

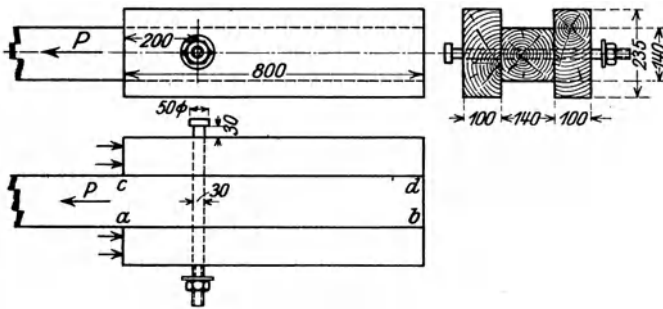


Abb. 24. Versuch mit Schraubenbolzen nach Jackson²⁶⁾.

Die entsprechenden Werte des Randspannungsverhältnisses m' und m'' sind in Tabelle 16 berechnet. Es ist [vgl. Schnidtmann⁵⁵⁾, Seite 16] nach Abb. 21a für $e = 0,1 l$

$$P'_{\max} = \frac{P}{d \cdot l} \cdot \frac{27,2 N + 0,089}{8 N + 0,015} = \frac{P}{d \cdot l} \cdot m'$$

und für $e = 0,2 l$

$$P''_{\max} = \frac{P}{d \cdot l} \cdot \frac{22,4 N + 0,05}{8 N + 0,015} = \frac{P}{d \cdot l} \cdot m''.$$

Gegenüber den Werten m sind die Werte m' und m'' zum Teil viel niedriger. Wenn auch zugegeben werden muß, daß bei günstigen Fällen, also ausnahmsweise starken Bolzen und gleichzeitig geringer Holzstärke, noch niedrigere Randspannungsverhältnisse in Frage kommen können — der Grenzwert 1 ist auch hier denkbar —, wird man bei den üblichen Abmessungen doch unter die Werte m'' nicht heruntergehen können. Bei der Unsicherheit des ganzen Rechnungsverfahrens wird es sich vorläufig empfehlen, die Werte m' und m'' in den Seiten-

Tabelle 16. Randspannungsverhältnisse bei Bolzenverbindungen.

$\varnothing D$ cm	N	m	m'	m''	n	N	m	m'	m''	n
Bei $l = 6$ cm						Bei $l = 8$ cm				
0,5	0,00823	4,8	3,9	2,9	1,9	0,00261	5,9	4,5	3,0	2,9
1,0	0,0662	4,1	3,5	2,8	1,1	0,0210	4,4	3,6	2,8	1,4
1,5	0,223	4,0	3,4	2,8	1,0	0,0708	4,1	3,5	2,8	1,1
2,0	0,530	4,0	3,4	2,8	1,0	0,168	4,0	3,4	2,8	1,0
2,5	1,035	4,0	3,4	2,8	1,0	0,327	4,0	3,4	2,8	1,0
3,0	1,790	4,0	3,4	2,8	1,0	0,566	4,0	3,4	2,8	1,0
3,5	2,850	4,0	3,4	2,8	1,0	0,902	4,0	3,4	2,8	1,0
4,0	4,250	4,0	3,4	2,8	1,0	1,345	4,0	3,4	2,8	1,0
Bei $l = 10$ cm						Bei $l = 12$ cm				
0,5	0,00107	6,9	5,0	3,1	3,9	0,00052	7,6	5,4	3,2	4,6
1,0	0,0086	4,8	3,9	2,9	1,8	0,00415	5,5	4,2	3,0	2,4
1,5	0,0290	4,3	3,6	2,8	1,3	0,0140	4,6	3,7	2,9	1,5
2,0	0,0689	4,1	3,5	2,8	1,1	0,0332	4,3	3,6	2,8	1,3
2,5	0,134	4,1	3,4	2,8	1,1	0,0648	4,1	3,5	2,8	1,1
3,0	0,232	4,0	3,4	2,8	1,0	0,112	4,1	3,4	2,8	1,1
3,5	0,370	4,0	3,4	2,8	1,0	0,179	4,0	3,4	2,8	1,0
4,0	0,551	4,0	3,4	2,8	1,0	0,266	4,0	3,4	2,8	1,0

$\varnothing D$ cm	N	m	m'	m''	n
Bei $l = 16$ cm					
0,5	0,000163	8,2	5,8	3,3	5,2
1,0	0,00131	6,7	4,9	3,1	3,7
1,5	0,00432	5,4	4,2	3,0	2,4
2,0	0,01050	4,7	3,8	2,9	1,7
2,5	0,0204	4,4	3,6	2,8	1,4
3,0	0,0355	4,3	3,5	2,8	1,3
3,5	0,0562	4,2	3,5	2,8	1,2
4,0	0,0840	4,1	3,5	2,8	1,1

$\varnothing D$ cm	N	m	n	N	m	n	N	m	n
Bei $l = 20$ cm			Bei $l = 24$ cm			Bei $l = 30$ cm			
0,5	0,000067	8,5	5,4	0,000032	8,5	5,5	0,000013	8,5	5,5
1,0	0,00054	7,6	4,6	0,00026	8,0	5,0	0,000106	8,3	5,3
1,5	0,00182	6,3	3,3	0,00087	7,1	4,1	0,000358	7,8	4,8
2,0	0,0043	5,5	2,4	0,00217	6,1	3,1	0,00085	7,1	4,1
2,5	0,0084	4,8	1,8	0,00404	5,5	2,5	0,00165	6,4	3,4
3,0	0,0145	4,5	1,5	0,0070	5,0	2,0	0,00286	5,8	2,8
3,5	0,0231	4,4	1,4	0,0112	4,7	1,7	0,00456	5,3	2,3
4,0	0,0345	4,2	1,2	0,0166	4,5	1,5	0,0068	5,0	2,0

hölzern nur dann an Stelle von m zu gebrauchen, wenn gleichzeitig im Mittelholz n sich in den Grenzen 1,1—1,3 (für m') bzw. 1,0—1,1 (für m'') bewegt.

Zusammenfassend soll über die vorstehend gegebenen Formeln und Tabellenwerte nochmals festgestellt werden, daß sie keine endgültige Lösung darstellen können und wollen, und daß sie noch weniger ge-

eignet sind, die Bruchlasten einer Verbindung zu berechnen, da diese, wie erwähnt, von zahlreichen Nebenumständen abhängen. Da aber die gemachten Voraussetzungen einfach und wahrscheinlich sind, kann angenommen werden, daß etwaige spätere Versuche den allgemeinen Charakter des Spannungsverlaufs für den Bereich der Nutzlast bestätigen werden.

Zweck der gegebenen Tabellen ist vielmehr, dem Konstrukteur, der zurzeit noch meist mit grundfalschen Annahmen rechnet, in einfacher Weise ein Mittel an die Hand zu geben, das ihm erlaubt, die auftretenden höchsten Spannungen annähernd abzuschätzen. Wegen der örtlichen Beschränktheit des Kraftangriffs ist es nach den bisher veröffentlichten Untersuchungen angängig, als Randspannung bei den üblichen Bolzenabmessungen ca. 120 kg/qcm zuzulassen. Bei sehr dünnen Bolzen, etwa unter 10 mm Durchmesser, kann sogar bis ~ 140 kg/qcm gegangen werden, da aus den Grafschen Untersuchungen hervorgeht, daß derartig dünne Stifte verhältnismäßig höheren Widerstand im Holz finden.

Während die Einhaltung dieser Grenzbeanspruchungen bei den Mittelhölzern zweischnittiger Verbindungen keine Schwierigkeiten bereitet, zeigt es sich, daß die Randspannungen bei einschnittigen Verbindungen oder bei den Seitenhölzern mehrschnittiger Anschlüsse sich häufig nicht in diesen Grenzen halten lassen, wenn nicht ein ganz unverhältnismäßiger Materialaufwand die Folge sein soll. Auch wenn die Seitenhölzer anstatt mit der halben Stärke der Mittelhölzer, wie dies mit Rücksicht auf die Normalspannung ausreichend wäre, zweckmäßigerweise mit $\frac{2}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ derselben ausgeführt werden, läßt sich häufig eine Angleichung der Randspannung in Mittel- und Seitenhölzern nicht erreichen. Es bleibt dann die Wahl, entweder die Tragfähigkeit der Bolzen im Mittelholz nicht voll auszunützen, oder mit den Randspannungen in den Seitenhölzern die sonst als zulässig angenommenen Grenzen zu überschreiten. Bei der Mehrzahl der bis heute ausgeführten Bauten, soweit sie auf Bolzenverbindungen beruhen, ist bewußt oder unbewußt der zweite Weg gegangen worden. Solange nicht erhebliche Überschreitungen der oben angeführten Grenzwerte eintreten, werden bei gut angezogenen Schraubenbolzen mit kräftigen Unterlagscheiben nachteilige Folgen durch den in vorstehender Berechnung vernachlässigten günstigen Einfluß einer teilweisen Einspannung der Schraubenden vermieden werden. Wird im Seitenholz eine Randspannung von ~ 150 kg/qcm überschritten, so ergeben sich meist rasch zunehmende Durchbiegungen der Tragwerke, deren Einfluß auf die Spannungszustände der Einzelglieder kaum zu übersehen ist, und gelegentlich eine bedenkliche Herabminderung der Standsicherheit des Bauwerks. Wird auf die überschlägige Ermittlung der Randspannungen verzichtet, so empfiehlt es sich, die gleichmäßig verteilt gerechneten Lochleibungsdrücke etwa in folgenden Grenzen zu halten:

im Mittelholz, wenn der Bolzendurchmesser $\sim \frac{1}{5}$ der Holzstärke,	Lochleibungsdruck bis 100 kg/qcm,
„ „ „ „ „ $\sim \frac{1}{10}$ der Holzstärke,	Lochleibungsdruck bis 50 kg/qcm,
„ Seitenholz, „ „ „ $\sim \frac{1}{5}$ der Holzstärke,	Lochleibungsdruck bis 40 kg/qcm.

Die ungleichmäßige Druckverteilung über die Bolzenlänge wirkt sich naturgemäß auch auf die Scherspannungen aus. Um die Kraftübertragung durch den Bolzen sicherzustellen, muß sein Abstand vom Stabende in der Krafrichtung bzw. vom nächsten Bolzen so groß sein, daß in den Flächen a — a der Abb. 25 die zu übertragenden Kräfte durch die Scherfestigkeit des Holzes aufgenommen werden. Die Konzentration des Lochleibungsdrucks an der Berührungsfläche wird eine höhere Scherspannung an diesen Stellen zur Folge haben. Im Bruchstadium pflegen die Risse entsprechend Abb. 25 infolgedessen an den angedeuteten Stellen anzufangen. Allerdings zeigt das Bruchbild besonders bei kleinem Durchmesser der Bolzen meist keine Scherung in zwei Fugen sondern ein Aufspalten. Doch ergibt sich aus der Ungleichmäßigkeit der Kraftübertragung, daß die Scherflächen vor allem der Seitenhölzer bei Bolzenverbindungen reichlich bemessen werden müssen, wenn sich wohl auch ein gewisser Spannungsausgleich annehmen läßt.

Die vorstehend unter Voraussetzung einer Beanspruchung parallel zur Faser angegebenen Spannungsgrenzen müssen bei einem Kraftangriff senkrecht zur Faser ganz bedeutend herabgesetzt werden. Man wird dabei nicht so weit zu gehen brauchen, die Lochleibungsdrücke im Verhältnis der Würfel-
festigkeit parallel und senkrecht zur Faser herabzusetzen, da ein

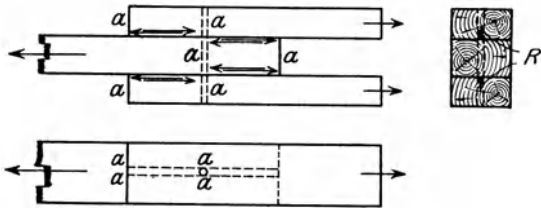


Abb. 25. Zugversuch mit einer zweischnittigen Bolzenverbindung.

direktes Brechen der senkrecht zur Faser beanspruchten Hölzer nicht zu erwarten ist, sondern nur eine Einpressung der Bolzen eintritt. Immerhin sollten die oben aufgeführten Grenzwerte für Beanspruchung senkrecht zur Faser etwa auf $\frac{1}{3}$ ermäßigt werden. Ein Nachweis der vorhandenen Scherlänge erübrigt sich in diesem Belastungsfall, da der Bruch nie durch Scherung senkrecht zur Faser sondern durch andere Überanstrengungen des Holzes herbeigeführt wird.

Die Bolzenverbindungen sind demgemäß trotz ihrer großen Verbreitung im allgemeinen als wenig vorteilhaft anzusehen. Sollen die Anschlüsse eines Bauwerks ausschließlich durch Bolzenverbindungen hergestellt werden, so ist bei der Dimensionierung zum mindesten hierauf weitgehendst Rücksicht zu nehmen. Insbesondere wird sich die Verwendung von dünnen, bohlenartigen Querschnitten trotz mancher sonstiger Nachteile hier empfehlen.

b) Verbindungsmittel mit vorwiegender Druckbeanspruchung (Dübelverbindungen).

Als Grundform der verschiedenen Dübelarten sind die schon seit vielen Jahrhunderten üblichen rechteckigen Holzdübel nach Abb. 26a anzusehen. Mit der Einführung von Eisen an Stelle von Hartholz

für die Dübel kamen eine Reihe weiterer Formen Abb. 26b u. ff. auf, die wie die erwähnten Holzdübel auf die ganze Breite der Berührungs-

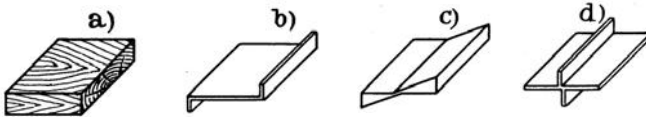


Abb. 26. Verschiedene Arten durchgehender Dübel.

fläche der zu verbindenden Hölzer eingelegt werden und ein ähnliches Verhalten zeigen.

Da die Wirkung der Dübel in hohem Maße davon abhängt, daß ihr Einbau mit größter Genauigkeit erfolgt und dieser Anforderung am

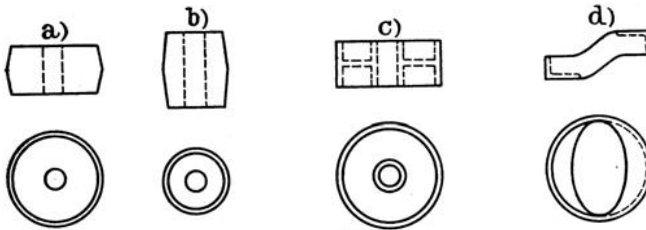


Abb. 27. Verschiedene Arten von Runddübeln.

besten durch Maschinenarbeit genügt wird, ist man in neuerer Zeit mehr und mehr dazu übergegangen, kreisrunde Dübelformen zu verwenden, für die sich die erforderlichen Ausfräsungen mit den gebräuchlichen elektrischen Bohrmaschinen leicht herstellen lassen. In Abb. 27 sind verschiedene solche Dübel gezeigt, die im Gegensatz zu den vorerwähnten nicht die ganze Breite der Berührungsfläche ausfüllen. Eine Folge der dadurch bedingten ungleichmäßigen Druckverteilung über den Querschnitt sowie der Kreisform der Dübel ist es, daß bei Bruchversuchen derartiger Verbindungen häufig ein Aufspalten der Hirnholzflächen unter der keilähnlichen Wirkung der Dübel eintritt. Aus dem Umstand, daß beiderseits der runden Dübel noch Holzteile stehen bleiben, ergibt sich andererseits, daß das Ausscheren nicht wie bei den durchlaufenden Dübeln nur in einer Ebene sondern in den Flächen längs $a - b - c - d$ der Abb. 28 Widerstand findet.

Voraussetzung für einwandfreie Wirkung eines Dübels ist, daß eine der Belastung entsprechende Scherlänge vorhanden ist. Diese wird allenthalben aus der aufzunehmenden Kraft und der zulässigen Scherspannung unter der Annahme gleichmäßiger Verteilung berechnet. Wenn diese Voraussetzung auch meist nicht genau zutrifft, so sind doch bisher keine nachteiligen Folgen dieser Berechnungsweise in der Praxis bekannt geworden, die ein Aufgeben des seitherigen Verfahrens rechtfertigen würden. Beim Fall einer Wirkung des Dübels senkrecht zur Faser, dessen Behandlung zunächst zurückge-

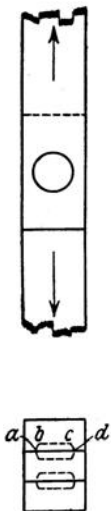


Abb. 28. Scherflächen bei Runddübeln.

stellt wird, ist die Frage der Scherlänge bedeutungslos, da hier immer andere Spannungen, meist Zug senkrecht zur Faser oder Biegung, ausschlaggebend sind. Ausnahmefälle kommen nur dort unter Umständen vor, wo die auf Abscherung beanspruchten Fasern aus ihrem Zusammenhang in der Längsrichtung abgetrennt sind, wie z. B. bei dem innerhalb eines Ringdübels gelegenen Holzteil.

Die maschinenmäßige Verarbeitung zwingt dazu, zur Aufnahme der verschieden großen Anschlußkräfte bestimmte normale Dübelgrößen einzuführen, oder durch Anordnung einer entsprechenden Anzahl gleicher kleinerer Dübel die Anpassung an die Kraftgröße zu erreichen. Das erste Verfahren erlaubt meist eine etwas gedrängtere Konstruktion, während das zweite unliebsame Verwechslungen ausschließt und den Zusammenbau vereinfacht.

Das Streben, möglichst große Kräfte auf kleinem Raum anzuschließen und gleichzeitig den Verbrauch an Eisen zu vermindern, führte dazu, an Stelle massiver Eisendübel Bandeiseneinlagen verschiedener Formen anzuordnen. Die Abb. 29a—f zeigen, daß hierbei kreisförmige wie auch durchlaufende Dübel ausführbar sind.

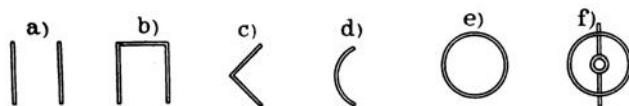


Abb. 29. Verschiedene Formen von Bandeisendübeln.

Zur statischen Beurteilung einer Dübelverbindung müssen folgende Gesichtspunkte geprüft werden:

1. die Eigenfestigkeit der Dübel,
2. die Verteilung der zu übertragenden Kraft auf die Nutzfläche der Dübel,
3. die zur Herstellung des Gleichgewichts am Dübel erforderlichen Zusatzkräfte,
4. die Aufnahme der Zusatzkräfte.

Zu 1. Eigenfestigkeit der Dübel. Für Holzdübel wird meist Hartholz verwendet. Von den in Deutschland in erster Linie zur Verfügung stehenden Hölzern weist das Buchenholz alle erforderlichen Festigkeitseigenschaften in hohem Maße auf, doch wird seine Verwendbarkeit dadurch beeinträchtigt, daß es in nicht genügend trockenem Holz eingelagert leicht erstickt, besonders wenn es von der Luft allseitig abgeschlossen ist. Neben Eiche und Esche wird aber auch Lärchenholz für die Anfertigung von Dübeln benützt.

Die Tragfähigkeit eines Holzdübels ist durch die Größe seiner Nutzfläche, d. h. seiner Projektion auf eine zur Kraftrichtung senkrechte Ebene, und durch den für dieselbe zulässigen Leibungsdruck bestimmt. Handelt es sich um die Verbindung zweier Hölzer, deren Fasern der Richtung der anzuschließenden Kraft parallel laufen, so wird die Faserichtung im Dübel zweckmäßigerweise gleich gewählt. Es drückt dadurch immer Hirnholz gegen Hirnholz, in welchem Fall Leibungsdrücke von 100 kg/qcm bei sonst günstigen Verhältnissen des Dübels

hinreichende Sicherheit (drei- bis vierfache Bruchsicherheit) gewähren. Wird die Faserrichtung der Dübel, wie dies häufig vorkommt, parallel zur Richtung der Heftschraube angeordnet, so würden die Hirnholzflächen des Konstruktionsholzes den Dübel senkrecht zur Faser drücken. Der sehr viel kleinere Elastizitätsmodul des Dübelholzes senkrecht zur Faser ruft schon bei 30—40 kg/qcm Leibungsdruck Formänderungen hervor, die ein höheres Ansetzen der zulässigen Beanspruchung verbieten, wenn auch der allseitig eingeschlossene Dübel noch keinen direkten Bruch aufweist. Mit der oben empfohlenen Anordnung des Faserverlaufs ist indessen die Möglichkeit des Abscherens des Dübels in der Berührungsfläche der Hölzer gegeben, die bei senkrecht zur Faser gedrückten Dübeln nicht zu befürchten ist. Doch kann durch entsprechende Wahl des Verhältnisses von Dübelhöhe und -breite eine Erhöhung der Scherspannung über 30 kg/qcm vermieden werden. Mit den hier angenommenen Beanspruchungen müßte l somit mindestens gleich oder größer $1,67 b$ genommen werden. Außerdem haben alle bekannt gewordenen Versuche bewiesen, daß die Dübel mit zunehmender Annäherung an die Bruchlast mehr oder weniger nach Abb. 30 kippen und dabei selbsttätig die Scherspannung in der Berührungsfläche entlasten, so daß ein Abscheren der Dübel kaum je vorkommen wird.

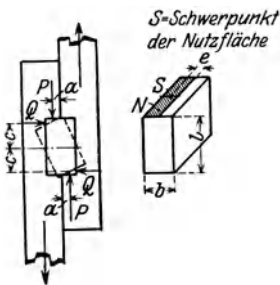


Abb. 30. Am Dübel wirkende Kräfte.

Schwieriger als bei den Holzdübeln sind die Spannungszustände bei einem Teil der Eisendübel zu ermitteln. Um den Nachweis genügender Eigenfestigkeit der Dübel zu erbringen, sind Versuche zweckmäßiger als komplizierte theoretische Untersuchungen, über die sich erfahrungsgemäß häufig Meinungsverschiedenheiten ergeben. Da ohnehin bei jedem System nur eine beschränkte Anzahl von Dübelgrößen Verwendung findet, kann es nicht schwer fallen, auf dem Versuchswege erschöpfenden Aufschluß darüber zu erhalten, ob die gewählten Dimensionen der Dübel hinreichend sind. Die diesem Zweck dienenden Versuche müssen so angeordnet werden, daß für die Dübel möglichst ungünstige Belastungsverhältnisse eintreten. Unter Umständen kann es zweckmäßig sein, die Versuchskörper aus Hartholz herzustellen, um auf diese Weise eher die Dübel selbst zum Bruch zu bringen. Bei neu aufkommenden Eisendübeln sollten, sofern deren Abmessungen nicht offensichtlich allen Beanspruchungen genügen, von unparteiischer amtlicher Seite durchgeführte Festigkeitsversuche vorgeschrieben werden können.

Zu 2. Verteilung der zu übertragenden Kraft auf die Nutzflechte der Dübel. Die Dübelverbindungen sind aus der Absicht entstanden, die ungünstigen Druckverteilungsverhältnisse bei Bolzenverbindungen zu verbessern. Als Ideal einer Dübelverbindung wird man daher eine Lösung ansehen können, die auf der ganzen Nutzflechte gleichmäßige Druckverteilung aufweist. Ist mit den Bezeichnungen der Abb. 30 N die Nutzflechte eines Dübels, e ihr Schwerpunkts-

abstand von der Berührungsfläche, P die Resultante der Lochleibungsdrücke, a ihr Abstand von der Berührungsfläche, so ergibt sich im Fall gleichmäßiger Verteilung des Lochleibungsdrucks σ_l $e = a$ und ein auf den Dübel wirkendes Moment $M = 2 P \cdot a = 2 N \cdot e \cdot \sigma_l$. Die angenommene gleichmäßige Druckverteilung ist nur denkbar, wenn dieses Moment durch ein zum ersten senkrechtes Kräftepaar $Q - Q$ ohne Eintreten von ins Gewicht fallenden Verschiebungen aufgenommen werden kann.

Ist ein solches sekundäres Kräftepaar nicht oder nicht mit ausreichender Größe möglich, oder kann es erst nach größeren Verdrehungen des Dübels zur Wirkung kommen, so verschiebt sich die Resultante der Kräfte in der Nutzfläche gegen die Berührungsfläche. a kann dabei bis auf 0 abnehmen. In diesem Fall greift eine Spannungsverteilung Platz, die derjenigen bei einschnittigen Bolzenverbindungen entspricht. Da der Dübel meist hinreichend genau als starr angesehen werden kann, wird hier im Fall einer rechteckigen Nutzfläche des Dübels die tatsächliche maximale Randpressung gleich dem Vierfachen von σ_v , während gleichzeitig an der Innenseite ein Druck von $2\sigma_l$ in umgekehrter Richtung wirkt. Diese Verhältnisse treten z. B. bei den Bandeisendübeln nach Abb. 29a ein.

Zu 3. Die zur Herstellung des Gleichgewichts am Dübel erforderlichen Zusatzkräfte. Zum Ausgleich des Lastmoments $2 P \cdot a$ muß auf den Dübel ein entgegengesetzt gleiches Moment von Auflagerkräften $2 Q \cdot c$ wirken. Dies kann auf verschiedene Weise zustande kommen.

Bei diesbezüglichen Berechnungen wurden bisher durchweg die Lochleibungsdrücke senkrecht zur Faser nach Abb. 31 als diejenigen Kräfte angesehen, die allein zur Aufnahme des Moments $2 P \cdot a$ in Frage kommen [vgl. 7), 8), 25), 51)]. Man setzte bei Berechnung der zulässigen Höchstlast des Dübels den Lochleibungsdruck senkrecht zur Faser für die äußersten Kanten fest und berechnete unter der Annahme eines linearen Spannungsabfalls bis zur neutralen Schicht die möglichen Kräfte Q sowie ihren gegenseitigen Abstand $2 c$. Da der zulässige Leibungsdruck senkrecht zur Faser kaum höher als 25 kg/qcm angesetzt werden kann, ergeben sich meist ziemlich kleine Werte von $2 Q c$. Für den Fall des Holzdübels nach Abb. 30 findet man für eine zulässige Beanspruchung der Nutzfläche von 100 kg/qcm folgende Beziehung:

$$P = \frac{100b}{2}, \quad 2Pa = 25b^2; \quad Q = \frac{25l}{4}, \quad 2Qc = \frac{25l^2}{6}$$

Damit

$$l \geq b\sqrt{6} \geq 2,45b.$$

Der Dübel wird also ziemlich flacher, als mit Rücksicht auf die Scherfestigkeit oben gefunden wurde. Der bei Graf²⁰⁾ dargestellte Versuchskörper ist mit Dübeln nach diesen Grundsätzen versehen.

Für einen Dübel nach Abb. 32 würde sich zunächst unter Annahme gleichmäßig verteilten Leibungsdrucks für 1 cm Tiefe ergeben

$$P = 200 \text{ kg}, \quad 2Pa = 400 \text{ cmkg}; \quad Q = 50 \text{ kg}, \quad 2Qc = 267 \text{ cmkg}.$$

Da $2 Pa$ größer als $2 Qc$ ist, könnte, wie nach vorstehendem zu erwarten war, die Nutzlast von 200 kg nicht ohne Überwindung der Festigkeit senkrecht zur Faser aufgenommen werden, die angenommene gleichmäßige Verteilung des Leibungsdrucks über die Nutzfläche wäre nicht möglich, a nicht = e , sondern $= \frac{267}{2 \cdot 200} = 0,67$ cm. Als tatsächliche Grenzwerte des Leibungsdrucks würden sich deshalb errechnen

$$\sigma_t = \frac{200}{2} \pm \frac{200 \cdot 0,33}{0,67} = + 200 \text{ kg/qcm.}$$

Die auf diese Weise berechneten Spannungen sind in den meisten

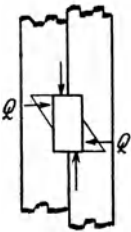


Abb. 31. Leibungsdruck des Dübels senkrecht zur Faser.



Abb. 32. Rechteckiger Holzdübel.

Fällen viel ungünstiger, als den praktischen Erfahrungen und den Belastungsproben entspricht. Man erhält richtigere Werte, wenn man die in den Nutzflächen wirksamen Reibungskräfte in Betracht zieht. Für die Reibung von Eisen mit Walzhaut, von Grauguß oder von Hirnholz auf Hirnholz findet man in der Literatur sehr weit auseinandergehende Werte, doch wird die Reibungszahl μ mindestens 0,4 betragen. Wenn man sehr sicher gehen will, wird man für die Dimensionierung von Dübeln $\mu = 0,30$ setzen, womit sich $Q = 0,3 P$ ergibt. Bei dieser Berechnungsweise wird gleichzeitig der Hebelarm $2b$ meist größer (Ausnahmen z. B. Dübel nach

Abb. 26b), womit das zum Gleichgewicht erforderliche Q kleiner werden kann. Für den gewöhnlichen Holzdübel ergibt sich damit die Beziehung

$$c: \frac{l}{2} = 0,3:l \text{ oder } l \geq 1,67 b,$$

also wie oben unter Hinblick auf das Verhältnis von Scherspannung und zulässigen Lochleibungsdruck. Für den in Abb. 32 gezeichneten

Dübel zeigt sich, daß das erforderliche $Q = \frac{2 Pa}{l} = 50$ kg durch die Reibungskräfte, die $200 \cdot 0,3 = 60$ kg betragen, aufgenommen werden kann.

Diesem Berechnungsvorschlag wird entgegengehalten werden, daß die Berücksichtigung von entlastend wirkenden Reibungskräften bei baustatischen Untersuchungen nicht gebräuchlich sei, und daß ein Unwirksamwerden der Reibung, etwa bei starken Erschütterungen im Bereich des Möglichen liege. Darauf ist zu erwidern, daß hier die Verhältnisse anders liegen als sonst häufig, z. B. bei der Reibung in Längsfugen. Wohl kann man sich vorstellen, daß die Reibung bei stoßartigen Erschütterungen aufgehoben wird, doch ist dieser Vorgang wohl nur so vorstellbar, daß für diesen Augenblick gleichzeitig P auf 0 herabsinkt. Damit fällt aber auch die das Verkanten hervorrufende Ursache weg. Im übrigen müßte die Richtigkeit der ersten Berechnungsweise zur Folge haben, daß bei hoher Belastung im Falle unseres Beispiels ein

Zerstörungsbild nach Abb. 33a entstehen würde, d. h. es müßten sich bei R Risse bilden. Im Gegensatz hierzu läßt die Berücksichtigung der Reibung ein Abbiegen der Hirnholzfasern an der Nutzfläche nach Abb. 33b erwarten, ein Bild, das mit allen Beobachtungen an Versuchskörpern übereinstimmt. Zwar wird auch hier Druck senkrecht zur Faser ausgelöst, aber für die Verteilung dieses Drucks kommt eine größere Fläche bei gleichzeitiger Vergrößerung des Hebelarms b in Frage.

An dem oben gewählten Beispiel, das wegen seiner Einfachheit herausgegriffen wurde, erweist sich der Unterschied in den Ergebnissen beider Berechnungsarten deutlich, aber immerhin nicht grundlegend. Wendet man indessen beide Verfahren beispielsweise auf Dübeln entsprechend Abb. 29e an, so erhält man nach der bisher üblichen ersten Methode völlig abwegige Ergebnisse. Den tatsächlichen Verhältnissen wird man am nächsten kommen, wenn man in jedem Sonderfall zunächst untersucht, ob bei vorsichtiger Berechnung Reibungskräfte von ausreichender Größe vorausgesetzt werden können. Andernfalls ist die Reibungswirkung zu vernachlässigen und die Resultante

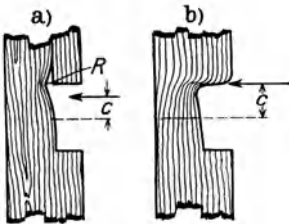


Abb. 33. Wirkung des Dübels senkrecht zur Faser.

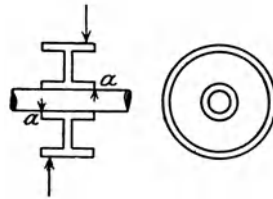


Abb. 34. Stützung des Dübels gegen einen sitzenden Bolzen.

P in einem derartigen Abstand a von der Berührungsebene anzunehmen, daß das Moment $2 P \cdot a$ dem durch die Lochleibungsdrücke aufnehmbaren $2 Q \cdot c$ entspricht.

Eine weitere Möglichkeit, einem Dübel das erforderliche stützende Moment zu geben, besteht in seiner Anlehnung an den hindurchgesteckten Bolzen, etwa entsprechend Abb. 34. Diese Methode kann nur bei einem Teil der gezeigten Dübeln angewendet werden. Auch ist meist der Hebelarm für den Kraftangriff sehr kurz, so daß die stützenden Kräfte sehr groß werden. Für Holzdübel der üblichen Formen ist dieses Verfahren daher unbrauchbar. Soll die stützende Wirkung bei Eisendübeln schon bei niederen Laststufen eintreten, so bedingt dies von Anfang an eine Berührung in den Punkten a, a . Dem stehen aber ziemliche Schwierigkeiten praktischer Art im Weg. Der Zusammenbau der Bauglieder wird sehr erschwert, wenn man beim Durchstecken der Bolzen durch die Bohrlöcher infolge einer kleinen Ungenauigkeit oder Verschiebung bald da, bald dort auf einen Dübel stößt. Wird dann vollends Gewalt angewendet, so kann der eintretende Schaden größer sein als der erstrebte Vorteil. Es empfiehlt sich deshalb, die Dübel so auszubilden, daß die stützende Wirkung des Bolzens

erst nach Eintritt größerer Verschiebungen als Reserve bei Bruchgefahr zur Geltung kommt.

Zu 4. Aufnahme der quer gerichteten Zusatzkräfte Q . Für die Berechnung der Größe von Q sind unter 2. und 3. die erforderlichen Angaben enthalten. Er ergibt sich demnach allgemein $Q = P \cdot \frac{a}{c}$.

Den denkbar höchsten Wert erhält man für Q , wenn $a = e$, d. h. der Lochleibungsdruck gleichmäßig verteilt wird. Durch Division mit dem für einen bestimmten Dübel leicht feststellbaren Hebelarm c in $P \cdot e$ erhält man zunächst einen Wert für Q , der daraufhin zu untersuchen ist, ob er durch die Reibung oder die Querfestigkeit des Holzes tatsächlich aufgenommen werden kann. Trifft dies nicht zu, so wird man für Q den höchsten aufnehmbaren Wert ansetzen und bei der Berechnung des Lochleibungsdrucks in der Nutzfläche die Verlagerung von P berücksichtigen. Um Q in niedrigen Grenzen zu halten, muß im Rahmen des wirtschaftlich Zweckmäßigen c möglichst groß gemacht werden.

Die Aufnahme der Kräfte Q , einerlei ob durch Reibung oder Druckfestigkeit senkrecht zur Faser übertragen, geschieht durch die Schraubenbolzen,

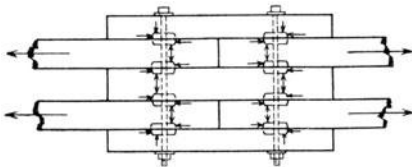


Abb. 35. Kippkräfte einer Dübelreihe.

die dadurch eine Beanspruchung in der Längsrichtung erhalten. Auch wenn die Biegezugfestigkeit der Schrauben bei Dübelverbindungen rechnerisch nicht herangezogen wird, so ergibt sich daraus, daß diese sogenannten Heftschrauben gewisse statische Funktionen zu erfüllen haben.

Die Verteilung der Kräfte auf die einzelnen Schrauben erfolgt durch die Biegezugfestigkeit der zu verbindenden Hölzer, über die in der Regel kein rechnerischer Nachweis erforderlich ist. Bei den üblichen Dübelabmessungen wird sich das Verhältnis $P:Q$ meist in den Grenzen 3:1 bis 6:1 bewegen. Dabei ist zu beachten, daß entsprechend Abb. 35 ein Teil der Kräfte Q sich gegenseitig aufheben kann, so daß z. B., wenn 2 oder 4 Dübel durch denselben Bolzen gefaßt sind, als Spannkraft im Bolzen nur Q und nicht etwa ein Vielfaches von Q wirkt. Im übrigen ist es nicht notwendig, daß der Bolzen durch den Dübel selbst hindurchgeführt ist, es genügt vielmehr auch eine anderweitige zweckentsprechende Anordnung. Allzu große Entfernung der Schrauben untereinander an Stellen, an denen Dübel eingebaut sind, müssen vermieden werden, da sonst die durch die Kräfte Q hervorgerufenen Biegezugspannungen gefährlich werden. Ein typisches Beispiel hierfür gab ein gelegentlich untersuchter Versuchskörper nach Abb. 36, bei dem der Bruch auf diese Ursache zurückzuführen war.

Die hier behandelte Längsbeanspruchung der Schraubenbolzen bei Dübelverbindungen zeigt, daß dem Zustand der Schraubenbolzen eine gewisse Bedeutung zukommt. Lockerungen, die durch Schwinden des Holzes besonders in der ersten Zeit nach Erstellung des Bauwerks hervorgerufen werden, sollten durch Nachziehen der Schrauben, etwa

im ersten Sommer nach Fertigstellung der Konstruktion, behoben werden. Der hierzu erforderliche Aufwand an Arbeitslöhnen ist sehr gering und sollte nicht gescheut werden, auch wenn durch vielfache Erfahrung erwiesen ist, daß bei derartigen Verbindungen gelegentlich sogar starke Lockerungen vorhanden sein können, ohne daß irgendwelche nachteiligen Folgen zu bemerken sind.

Die Betrachtungen unter 1—4 lassen sich sinngemäß auch auf Dübel anwenden, die in einem oder beiden Hölzern schräg oder senkrecht zur Faser wirken. Der Leibungsdruck wird im letzteren Fall im allgemeinen nicht höher als zu $\frac{1}{3}$ desjenigen Werts angesetzt werden können, der bei Belastung parallel zur Faser gültig ist. Bestimmte, für alle Dübelarten gültige Angaben lassen sich jedoch hierüber noch weniger machen als für parallel zur Faser belastete Dübel.

Im Zusammenhang mit den Dübelverbindungen sei noch kurz eine Abart derselben erwähnt, die eine Kombination von Dübel- und Bolzenverbindung darstellt. Es handelt sich hierbei um Druckverteilungs-



Abb. 36. Zusatzspannungen durch Kippkräfte von Dübeln.

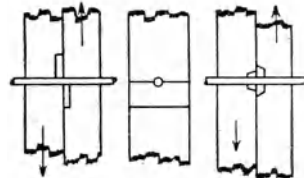


Abb. 37. Druckverteilungsseisen für Bolzenverbindungen.

stücke, sogenannte Halbdübel, etwa nach Abb. 37. Die Verbindung ist auf der Biegefestigkeit des Schraubenbolzens aufgebaut, sieht aber zur Ermäßigung des Lochleibungsdrucks an den höchst beanspruchten Stellen eine Vergrößerung der Übertragungsfläche durch die Halbdübel vor. Die Beanspruchungsverhältnisse solcher Verbindungen lassen sich auf Grund der oben für Bolzenverbindungen gemachten Angaben näherungsweise übersehen. Voraussetzung für ihre Wirkung ist eine satte Berührung zwischen Halbdübel und Schraubenbolzen. Über die damit verbundenen Nachteile für Herstellung und Aufstellung sei auf Seite 91 verwiesen.

Vielfach werden Verbindungen mit Halbdübeln dort angewandt, wo es sich um Anschlüsse von Holzstäben an eiserne Knotenbleche, Laschen usw. handelt, wo also der Unterschied in den aufnehmbaren Lochleibungsdrücken besonders groß ist.

Die vorstehenden Ausführungen über die Wirkungsweise der gebräuchlichsten Verbindungsmittel zeigen, daß die Zahl der zu berücksichtigenden Gesichtspunkte groß ist, und daß es deshalb ohne Eingehen auf Einzelheiten nicht möglich ist, allgemein gültige Grenzwerte für die zulässige Beanspruchung von Verbindungsmitteln aufzustellen. Irgendwelche starr festgesetzten Zahlenwerte müßten mit Bestimmtheit zu unberechtigten Bevorzugungen und Benachteiligungen einzelner Bausysteme führen, was im jetzigen Zeitpunkt der Entwicklung

des Holzbaus unbedingt vermieden werden muß. Zweifellos würden sich auch bei der praktischen Anwendung derartiger Beanspruchungsvorschriften sofort Meinungsverschiedenheiten über Berechnungsart und Wirkungsweise einzelner Verbindungsmittel ergeben, wodurch die angestrebte einheitliche Behandlung des Gegenstands wieder in Frage gestellt wäre.

Aus diesen Gründen dürfte es sich empfehlen, bei der Beurteilung von Stabanschlüssen das Schwergewicht auf Festigkeitsversuche zu verlegen. Sofern es sich nicht um Konstruktionsweisen handelt, über die bereits in der Literatur Versuchsergebnisse veröffentlicht sind, und die als hinreichend geklärt angesehen werden können, sollte das Vorlegen von Festigkeitsuntersuchungen verlangt werden. Derartige Versuche müßten von einer staatlichen Prüfungsanstalt unter Verhältnissen, die der praktischen Verwendung möglichst entsprechen, durchgeführt sein und außer der Bruchlast auch die während der Belastung eintretenden Verschiebungen sowie die Festigkeit des verwendeten Materials enthalten. Ein Zwang zur Vornahme von Versuchen würde bei manchen Neukonstruktionen von vornherein vor übertriebenen Hoffnungen bewahren und nebenbei wohl manche wertvollen Anregungen für die weitere Entwicklung des Holzbaus geben.

Das aus solchen Versuchen gewonnene Verschiebungsdiagramm, auf dessen Bedeutung schon Lewe³²⁾ hingewiesen hat, ist nicht allein ein wertvolles Kennzeichen für die Güte eines Systems sondern auch der werkstattmäßigen Ausführung, da ein Mangel in der letzteren sich meist darin ausdrückt, daß die Anschlußmittel nicht pünktlich passend eingearbeitet sind, und deshalb bis zu ihrem Wirksamwerden Verschiebungen auftreten. Die Versuchsanordnung würde am besten den die Prüfung vornehmenden Anstalten im Benehmen mit dem Konstrukteur überlassen, doch wäre es im Interesse der Vergleichbarkeit der Ergebnisse erwünscht, wenn durchweg Versuchskörper für etwa gleich große Nutzlasten und zwar einheitlich als Druckkörper nach Abb. 21 oder als Zugkörper nach Abb. 36 verwendet würden. Die Zugkörper verursachen bei Herstellung und Prüfung höhere Kosten, doch geben sie gleichzeitig einigen Aufschluß darüber, inwieweit die Kraftverteilung im Bereich der Anschlußmittel (Verschwächungen) gefährliche örtliche Spannungen im verschwächten Querschnitt hervorruft.

Bis heute sind schon für eine Reihe von Verbindungsmitteln Verschiebungsdiagramme veröffentlicht worden [vgl. 20), 26), 32), 53), 67)]. Sache einer grundsätzlichen Regelung wäre es nun, die Gesichtspunkte festzustellen, nach denen aus dem Verschiebungsdiagramm die zulässigen Höchstlasten für die einzelnen Verbindungsmittel abzuleiten sind. Hierfür hat Lewe am angegebenen Ort vorgeschlagen, die Hälfte derjenigen Belastung zuzulassen, bei der die Verschiebung 1 cm beträgt. Da eine Anzahl der bisher veröffentlichten Verschiebungsdiagramme [vgl. Lewe³²⁾ Ringdübel parallel zur Faser, Schächterle⁵²⁾ Versuche mit Hartholzdübeln und keilförmigen Flacheisendübeln] schon einen Bruch unterhalb 1 cm Verschiebung aufweisen, und in diesem Fall die Bruchlast an Stelle der Last bei 1 cm Verschiebung treten

müßte, würde sich bei solchen Verbindungen als zulässige Beanspruchung die Hälfte der Bruchlast ergeben, ein Sicherheitsgrad, der im Verhältnis zum sonst üblichen als zu nieder bezeichnet werden muß. Weiter sind Verschiebungsdiagramme denkbar, die bei der Hälfte der einer Verschiebung von 1 cm entsprechenden Last schon etwa 0,5 cm Verrückung aufweisen, wenn auch meist die Verschiebungen rascher als proportional der Belastung wachsen. Eine hiernach bei einfacher Last mögliche Verschiebung von etwa 0,5 cm müßte gleichfalls als unvertretbar hoch angesprochen werden. Es ist daher zweckmäßiger, die zulässige Beanspruchung eines Verbindungsmittels auf höchstens 1:2,5 der Bruchlast festzusetzen, wobei gleichzeitig die Verschiebung 2 mm nicht überschreiten darf. Wenn besonders weitgehende Stand-sicherheit erforderlich scheint, könnte $3\frac{1}{2}$ -fache Bruchsicherheit bei gleichzeitig 1,0 mm Höchstverschiebung unter der Nutzlast vorgeschrieben werden. Durch eine solche Festsetzung wäre die Gewähr geboten, daß die Formänderungen unter der Gebrauchslast, die, nach den strengen Anforderungen unter III B ermittelt, gleichzeitig praktisch die Höchstlast darstellt, in angemessenen Grenzen bleiben. Ferner ist es bei einer solchen Formulierung nicht mehr als gleich-

gültig anzusehen, ob bei Überschreitung von 1 cm Verschiebung sofort der Bruch eintritt, oder ob der Anschluß ohne Zerstörung noch größere Formänderungen aufnehmen kann. Von den beiden in Abb. 38 dargestellten Verschiebungsbildern würde nach der von Lewe vorgeschlagenen Fassung die Linie *a* höher bewertet werden,

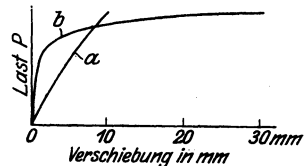


Abb. 38. Verschiebungsbilder.

obwohl zweifellos der Verbindung mit dem Verschiebungsbild *b* der Vorzug gebührt. Wenngleich sich eine hohe Verschieblichkeit bis zum Bruch meist nicht ausnützen läßt, kann diese Eigenschaft zum Ausgleich zufälliger Überanstressungen von Einzelteilen doch sehr wertvoll sein. Während bei Eisen die Streckgrenze und die hohe Bruchdehnung eine Spannungsanpassung ermöglicht, ist die Bruchdehnung von Holz (in der Regel unter $\frac{1}{2}\%$) hierzu viel zu gering, ein Nachteil, für den ein zähes Verhalten der Anschlüsse entsprechend Linie *b* einen gewissen Ausgleich darstellt. Werden mehrere Verbindungsmittel an einem Anschluß hintereinander angeordnet, so hat die Linie *b* außerdem den Vorteil, daß bei hoher Belastung eine ziemlich gleichmäßige Anstrengung der einzelnen Verbindungsmittel gewährleistet ist.

F. Durchbiegung von Fachwerkträgern.

Nachdem schon im Abschnitt III Dc die Durchbiegung von Vollbalken im Zusammenhang mit der Dimensionierung auf Biegung beanspruchter Bauglieder behandelt wurde, sind noch die Durchbiegungsverhältnisse von Fachwerkträgern näher zu untersuchen. Dabei brauchen die rechnerischen oder graphischen Verfahren zur Bestimmung der Formänderungen nicht berührt zu werden, sie sind aus ihrer An-

wendung im Eisenbau geläufig. Es handelt sich vielmehr lediglich um die Bestimmung der Längenänderungen der Einzelstäbe, die für die Anwendung dieser Verfahren als Grundlage dienen. In dieser Hinsicht bestehen manche wesentlichen Unterschiede gegenüber dem Eisenbau.

a) Elastische Formänderungen der Stäbe.

Die elastischen Formänderungen der Stäbe berechnen sich im Holzbau ganz analog dem Eisenbau aus der vorhandenen Spannung, der Stablänge und dem Elastizitätsmodul. Bezüglich des letzteren sei auf III C verwiesen. Sofern es sich nur um die Ermittlung der größten Durchbiegungen handelt, pflegen zur Spannungsermittlung für jeden Einzelstab die maximalen Stabkräfte benützt zu werden, obwohl diese vor allem bei den Füllgliedern durch verschiedenerelei Belastungszustände hervorgerufen sind. Bei dem ohnehin geringen Einfluß der Füllglieder auf die Durchbiegung ist die hierdurch hervorgerufene Ungenauigkeit jedoch in der Regel belanglos. Eine Berücksichtigung etwaiger Verschwächungen erübrigt sich fast immer, da durch sie nur ausnahmsweise größere Teile der Stablänge betroffen werden.

Von Interesse ist ein Vergleich der durch elastische Längenänderungen der Fachwerksstäbe hervorgerufenen Durchbiegung bei Holz- und Eisenkonstruktionen. Beschränkt man sich auf die Verhältnisse bei Dachbindern als dem Hauptanwendungsgebiet des Ingenieurholzbaus, so kann mit den derzeit gültigen zulässigen Beanspruchungen überschlägig angenommen werden, daß bei guter Baustoffausnützung Zugstäbe etwa mit 70 kg/qcm, Druckstäbe mit 50 kg/qcm belastet werden können. Es ist demnach vermittelt mit Längenänderungen von etwa $\frac{60}{100000} = 0,06\%$ bei Holz zu rechnen. Bei Eisenkonstruktionen wird man die entsprechenden Werte höchstens auf 1200 kg/qcm für Zug und 800 kg/qcm für Druck, die Längenänderungen daher etwa auf $\frac{1000}{210000} = \text{ca. } 0,05\%$ schätzen können. Man sieht, daß die aus elastischen Formänderungen der Stäbe sich berechnenden Durchbiegungen bei Holzkonstruktionen nicht viel größer als bei Eisenbauten sind. Allerdings verschiebt sich dieses Bild zuungunsten des Holzbaus durch die später unter c) und d) zu untersuchenden Einflüsse.

b) Formänderungen durch Temperaturschwankungen.

Nach den bis heute in Tabellenwerken aufgeführten Messungen beträgt die Ausdehnung der Nadelhölzer bei Erwärmung um 1° C etwa das 0,000003 ÷ 0,000007fache der Länge. Diese Angabe bezieht sich auf die Ausdehnung parallel zur Faser. Die Ausdehnungszahl für Eisen wird etwa 2—4mal größer beziffert. Ein und derselbe Temperaturunterschied ruft demnach entsprechend dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln bei Eisen Spannungen hervor, die 40 ÷ 80mal so groß sind als bei Holz. Trotz der geringeren Festigkeit des Holzes ergibt sich somit, daß eine Eisenkonstruktion durch die gleiche Temperatur-

schwankung weit gefährlicheren Spannungen ausgesetzt ist als ein Holzbau.

Dazu kommt noch, daß Holz als schlechter Wärmeleiter bei denselben äußeren Einflüssen viel weniger schnell als Eisen Temperaturänderungen unterworfen ist. Die Wärmeleitzahlen, die in Handbüchern und Tabellenwerken genannt werden, sind für Eisen ca. 100–400 mal größer als für Holz parallel zur Faser, und die für die Durchdringung von Holzquerschnitten maßgebende Leitzahl senkrecht zur Faser des Holzes wird noch niedriger angegeben. Dabei sind die Holzquerschnitte immer um ein Vielfaches größer als die Eisenquerschnitte und werden auch deshalb langsamer von Temperaturschwankungen beeinflusst. Unter diesen Umständen wird man es gerechtfertigt finden, daß in der Baupraxis auf die Berücksichtigung des Temperatureinflusses durchweg verzichtet wird.

e) Formänderungen infolge von Schwinderscheinungen.

Die Schwindmaße werden in der Literatur meist ohne nähere Angaben mit 0,1% in der Längsrichtung, 3–5% radial, 6–10% tangential zu den Jahrringen beziffert. Für die Baupraxis sind diese Zahlen aber wertlos, da sie nicht erkennen lassen, auf welche Spanne des Feuchtigkeitsgehalts sie sich beziehen. Ein näheres Eingehen auf die bisherigen Forschungsergebnisse ist deshalb nicht zu umgehen.

In Rudeloffs Untersuchungen von Forchenholz⁴⁴⁾ sind eine Reihe von Schwindvorgängen verzeichnet, bei denen teils die lineare, teils die Volumenschwindung gemessen wurde. Die Längenänderungen parallel zur Faser erwiesen sich hierbei jedoch als so klein, daß sie bei den gewählten Meßmethoden und den kurzen Meßlängen im Bereich der Beobachtungsgenauigkeit verschwanden. Die Messungen der Volumenschwindung können deshalb ohne großen Fehler als Flächenschwindungen angesehen werden. Zur Feststellung des mittleren linearen Schwindmaßes genügt es für den vorliegenden Zweck, die Flächenschwindmaße zu halbieren bzw. bei den Beobachtungen der linearen Schwindung tangential und radial zu den Jahrringen das arithmetische Mittel zu bilden. Umgerechnet auf die bisher benutzten Bezeichnungen ergibt sich aus den Rudeloffschen Untersuchungen eine vermittelte lineare Schwindung zwischen 33% und 12% Feuchtigkeit von rd. 2,8% und entsprechend zwischen 23% und 12% Feuchtigkeit von rd. 2,4%.

In späteren Veröffentlichungen Rudeloffs⁴⁸⁾ über Schwindzahlen von Fichtenholz finden sich folgende Werte:

von $\varphi = 9,5$	auf 0% Feuchtigkeit:	// z. F.	0 %	tangential	3,6%	rad.	2,0%
„ $\varphi = 10,8$	„ 0%	:// „ „	0,1%	„	4,5%	„	2,4%
„ $\varphi = 77$	„ 0%	:// „ „	0,1%	„	11,0%	„	5,5%

wozu bemerkt sei, daß der 77%ige Feuchtigkeitsgehalt nach 6tägigem Trocknen vollkommen wassergesättigten Holzes eingetreten war.

Janka²⁷⁾ stellte seine Schwindmaßbeobachtungen an Fichtenholz in der Weise an, daß die Flächenschwindung an quadratischen Platten von 8–10 cm Seitenlänge ermittelt wurde. Er erhielt dadurch Mittelwerte für die tangentiale und radiale Richtung, die auf lineares Schwin-

den umgerechnet im Mittel folgende Zahlen liefern:

$\varphi = 10 - 0\%$	$2,9\%$	$\varphi = 20 - 0\%$	$5,5\%$
$\varphi = 15 - 0\%$	$4,3\%$	$\varphi = 30 - 0\%$	$7,1\%$
		$\varphi = 40 - 0\%$	$7,5\%$

Ferner sei noch auf die Veröffentlichung Kayzers²⁸⁾ hingewiesen, die das Schwinden parallel zur Faser bei Tannenholz zum Gegenstand hat. An einem Versuchskörper wurde die Längenänderung von völliger Durchnässung bis zum lufttrockenen Zustand zu $1,4\%$ gemessen. Die beiden anderen Körper waren rd. 7 Monate lang den Feuchtigkeitsschwankungen der Atmosphäre ausgesetzt, wobei der eine im Freien, der andere in einem offenen Schuppen gelagert war und ergaben maximale Längenunterschiede von $0,6-0,7\%$.

Welche Umstände auf die Größe des Schwindmaßes im einzelnen einwirken, zeigen Rudeloffs Untersuchungen von Forchenholz⁴⁴⁾. Im Splint erwies sich das Schwindmaß tangential um etwa 50% , im Kern um etwa 30% größer als radial zu den Jahrringen. Dabei waren die am Splint gemessenen Werte überhaupt größer als die am Kern beobachteten, und zwar in der Umfangsrichtung um etwa $\frac{1}{4}$, in der Spiegelrichtung um $\frac{1}{10}$. Je größer die Jahrringbreite war, desto geringer war im allgemeinen das Schwindmaß, eine Beobachtung, die durch Janka²⁷⁾ und Hartig²²⁾ bestätigt wird.

Ob und in welcher Weise die Schwindmaße der einzelnen Holzarten sich unterscheiden, ist nach dem bis heute vorliegenden Versuchsmaterial fraglich. Den Ergebnissen einzelner Vergleichsversuche wird man bei dem starken Schwanken aller Beobachtungswerte bei Holz keine entscheidende Bedeutung beilegen dürfen. Die bei Gayer¹⁴⁾ aufgeführten Tabellen der Schwindmaße verschiedener Holzarten widersprechen sich teilweise stark. Als gesicherte Tatsache kann wohl nur betrachtet werden, daß die für Bauzwecke Verwendung findenden Laubhölzer zwischen frischem und lufttrockenem Zustand stärker schwinden als die Nadelhölzer, daß diese letzteren keine wesentlichen Unterschiede unter sich aufweisen, und daß die Schwindmaße bei Buchenholz am höchsten sind.

Um Zahlenwerte zu erhalten, die für die Praxis verwendbar sind, kann man davon ausgehen, daß das Holz einer neu aufgestellten Konstruktion auch unter ungünstigen Umständen nicht mehr als 30 bis höchstens 35% Feuchtigkeit aufweist. Der Arbeitsvorgang im Sägewerk und auf dem Zimmerplatz, der Transport und das Aufstellen nehmen auch bei rascher Lieferung kaum unter 6 Wochen in Anspruch, und in dieser Zeit kann das zu leichten Profilen aufgeschlossene Holz den angegebenen Feuchtigkeitsgrad erreicht haben, auch wenn es vorher noch nicht baureif und zwischendurch starkem Regen ausgesetzt gewesen wäre. Als untere Grenze des Feuchtigkeitsgehalts, die aber nur in seltenen Fällen erreicht wird, ist der Lufttrockenzustand mit ca. 12% Feuchtigkeitsgehalt anzusehen. Da für die Durchbiegungsberechnung immer eine Summenwirkung einer großen Zahl einzelner Bauglieder in Frage kommt, von denen stets nur ein kleiner Teil die ungünstigsten Grenzwerte aufweist, wird eine Feuchtigkeitsspanne von

30—12 $\frac{0}{0}$ für den Ansatz der Schwindmaße als hinreichend vorsichtig zu betrachten sein.

Für das Schwinden parallel zur Faser ergeben sich mit diesen Feuchtigkeitsgrenzen aus den angeführten Quellen durchweg Werte, die unter 0,1 $\frac{0}{0}$ liegen. Das Längsschwinden, das nur in seltenen Fällen (Berechnung statisch unbestimmt gelagerter Systeme) überhaupt von Einfluß sein kann, wird deshalb auch in Zukunft, wie bisher allgemein geschehen, ganz außer Betracht bleiben können.

Anders liegen die Verhältnisse bezüglich des Schwindens senkrecht zur Faser. Da dem Berechnenden der Jahrringverlauf an den einzelnen Stellen nicht bekannt sein kann, und die Struktur der meisten Holzquerschnitte tatsächlich ein Mittelding zwischen beiden Jahrringrichtungen ist, muß der Unterschied zwischen Umfangs- und Spiegelrichtung bei Berechnung der Formänderungen ganzer Stabsysteme zu einem Mittelwert zusammengefaßt werden. Als solcher kann auf Grund der oben angeführten Versuche ein Schwindmaß von etwa 4 $\frac{0}{0}$ gelten. Handelt es sich jedoch um die Untersuchung des Einflusses des Schwindens auf eine bestimmte konstruktive Einzelheit, z. B. um die Gewindelänge einer Schraube, die entsprechend dem Schwinden nachgezogen werden muß, so empfiehlt es sich, das Schwindmaß entsprechend höher, etwa mit 6 $\frac{0}{0}$ anzunehmen. Eine solche Unterscheidung ist völlig gerechtfertigt dadurch, daß einerseits bei jedem Einzelfall die Wahrscheinlichkeit tangentialen Jahrringverlaufs nicht gering ist, andererseits bei der Menge der Einzeleinflüsse,

die sich für die Formänderungsberechnung eines ganzen Stabsystems addieren, ein Ausgleich erfolgen muß.

Der Einfluß des Schwindens senkrecht zur Faser auf ein Fachwerkssystem gestaltet sich grundsätzlich verschieden von den unter a) und b) behandelten Einflüssen, weil er sich nicht über die Länge der Fachwerksstäbe gleichmäßig verteilt, sondern ausschließlich an den Anschlußpunkten auftritt, und seine Größe in erster Linie von der konstruktiven Durchbildung der Einzelheiten abhängt, wie dies am besten einige Beispiele erläutern werden.

Abb. 39 zeigt den Auflagerpunkt eines Binders, bei dem der Obergurthstab O_1 mit Versatzung in üblicher Weise angeschlossen ist. Schwindet das 20 cm hoch angenommene Untergurthholz um 4 $\frac{0}{0}$, d. h. um 8 mm, so ist dies gleichbedeutend mit einer Verkürzung der Vertikalprojektion des Stabs O_1 um 4 mm und einer gleichzeitigen Auf-lagersenkung um weitere 4 mm, während die Horizontalprojektion unverändert bleibt. Die Stablänge wird dadurch um 2,5 mm verringert, während der Einfluß der elastischen Längenänderung des

Stabs bei einer Beanspruchung von 60 kg/qcm nur $\frac{2500 \cdot 60}{100000} = 1,5$ mm beträgt.

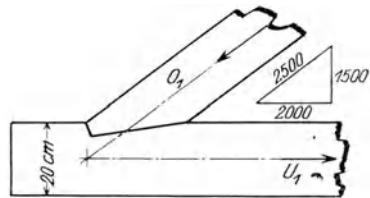


Abb. 39. Auflagerknotenpunkt.

Der in Abb. 40a dargestellte Untergurtnotenpunkt mit Druckdiagonale und Zugvertikale gibt ganz entsprechend eine Verlängerung der Vertikalen um 4 mm und eine Verkürzung der Vertikalprojektion der Diagonale um ebenfalls 4 mm.

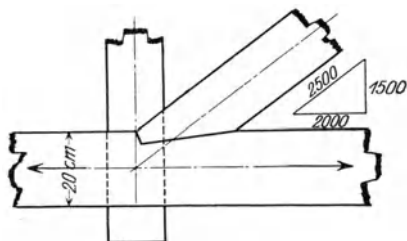


Abb. 40a. Untergurtnotenpunkt.

Wird der gleiche Knotenpunkt jedoch nach Abb. 40b ausgebildet, d. h. wird die Horizontalkomponente der Diagonale nicht durch Versatz im Gurt sondern durch Anpressung an die Vertikale aufgenommen, die ihrerseits mit dem Gurt überplattet ist, so erhält man folgendes Bild: Von den 8 mm Schwindung des Gurtholzes entfallen 4 mm auf die Verlängerung der Vertikalen und 4 mm auf die

Verkürzung der Vertikalprojektion der Diagonalen. Diese erfährt gleichzeitig durch das Schwinden der Vertikalen eine Verkürzung ihrer Horizontalprojektion um 3 mm, so daß unter alleiniger Berücksichtigung des Untergurtnotenpunkts eine Verkürzung der Länge der Diagonalen um 4,8 mm eintritt. Außerdem wird U_l um 3 mm verkürzt, U_r um

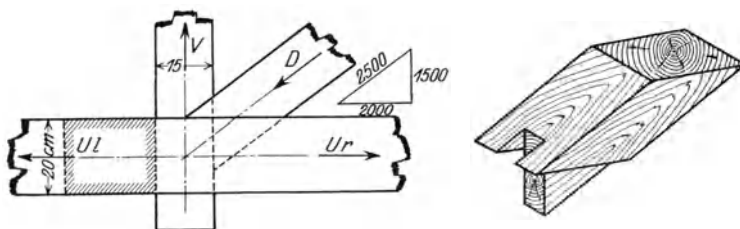


Abb. 40b. Untergurtnotenpunkt.

3 mm verlängert. Zur Bestimmung der Formänderung seines Fachwerksträgers müssen für jeden Einzelstab die auf diese Weise errechneten Längenänderungen den elastischen Änderungen zugeschlagen werden.

d) Formänderungen durch Verschiebungen in den Stabanschlüssen.

Nicht nur die in III E behandelten Bolzen- und Dübelverbindungen ergeben unter der Belastung größere oder kleinere Verschiebungen sondern auch die althergebrachten zimmermannsmäßigen Anschlüsse. Wie groß die in Aussicht zu nehmenden Verschiebungen von Fall zu Fall sind, muß zunächst für die einzelnen Anschlußarten festgestellt werden.

Als einfachste Form der Kraftübertragung zwischen Druckstäben ist der stumpfe Stoß, Hirnholz gegen Hirnholz, anzusehen. Die verschieden große Härte des Frühjahrs- und Sommerholzes der Jahrringe bringt es mit sich, daß in den Druckflächen die härteren Jahrringteile sich in die weicheren einpressen, so daß eine Stelle mit einem Hirn-

holzstoß unter einer gewissen Belastung eine größere Verkürzung aufweist, als wenn die Fasern ohne Unterbrechung durchlaufen. Um die Größe dieses Einflusses festzustellen, veranlaßte der Verfasser die Vornahme folgender Versuche in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.

An 4 Prismen *A—D* mit den ungefähren Maßen 25/7/7 cm wurden je auf 10 cm Meßlänge die federnden, bleibenden und gesamten Verkürzungen auf jeder Belastungsstufe je durch zweimalige Belastung und Entlastung auf 0 gemessen. Nach diesen ersten Versuchen wurde jeder der Körper in halber Höhe mit der Bandsäge durchgeschnitten und die obere Hälfte um 90° gedreht, so daß die Jahrringe nicht mehr aufeinander paßten. Bei den Körpern *B* und *D* erhielt die Fuge eine

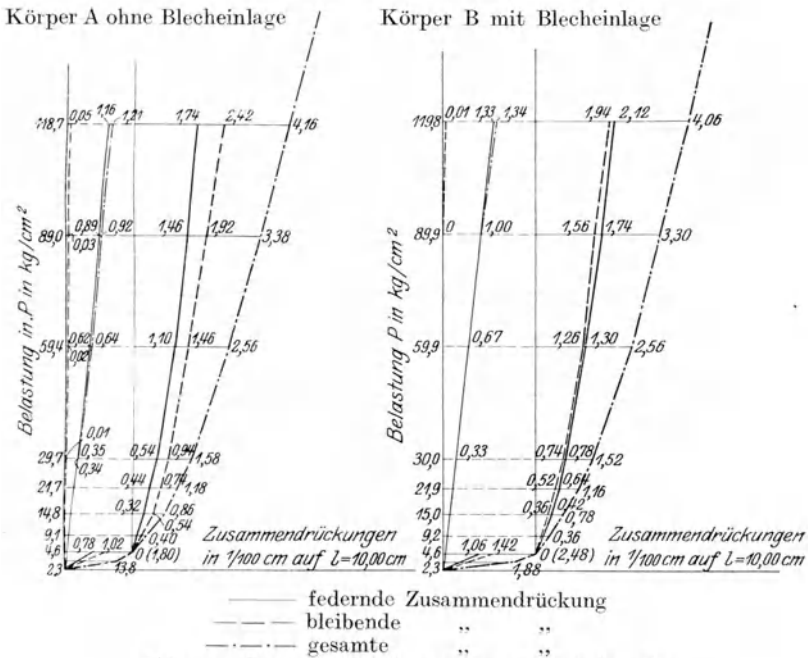


Abb. 41. Zusammendrückungen von Hirnholzstoßen.

0,8 mm starke, zuvor ebengedrückte Eisenblecheinlage, wie dies häufig empfohlen oder sogar vorgeschrieben wird [vgl. z. B. ³⁾, ²⁶⁾, ³⁰⁾]. Die Hälften der Körper *A* und *C* wurden unmittelbar und ohne jede weitere Bearbeitung der Druckflächen aufeinander gestellt. Sodann erfolgte in gleicher Weise auf 10 cm Meßlänge eine zweite Untersuchung der Körper, jedoch mit dem Unterschied, daß zur Erhöhung der Beobachtungsgenauigkeit die Entlastung nur bis auf ca. 4,5 kg/qcm vorgenommen wurde. Bemerkt sei noch, daß das Holz der Körper *A* und *B* vor Vornahme der Versuche $\frac{1}{4}$ Jahr in einem ungeheizten Schuppen, das der Körper *C* und *D* in einem geheizten Arbeitsraum aufbewahrt worden war. In Abb. 41 sind die Zusammendrückungen der Körper

A und *B* je vor und nach dem Zersägen dargestellt. Die Körper *C* und *D* zeigten bis zu 120 kg/qcm Belastung ähnliche Verhältnisse, doch waren die Bruchlasten entsprechend der besseren Trocknung des Materials etwas höher. Im einzelnen fand sich, daß die Probekörper nach dem Durchschneiden unter niedriger Belastung (ca. 4,5 kg/qcm) schon deutlich größere bleibende, federnde und damit auch gesamte Längenänderungen aufwiesen als zuvor. Der Unterschied bewegte sich etwa zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{8}$ mm und war bei den Körpern mit Blechzwischenlage größer als bei denen ohne Einlage. Auch unter höheren Belastungen waren, auf den Zustand bei 4,5 kg/qcm als Nullpunkt bezogen, sowohl die federnden wie vor allem die bleibenden Zusammendrückungen bei den zweiten Versuchen größer als bei den ersten. Die Unterschiede in den gesamten Zusammendrückungen jeweils des ersten und zweiten Versuchs der Körper *A* bis *D* kennzeichnen den Einfluß der Fuge. Hierfür ergeben sich folgende Werte:

	<i>A</i> ohne	<i>B</i> mit	<i>C</i> ohne	<i>D</i> mit
	Blechzwischenlage			
bei $\sigma =$ ca. 30 kg/qcm	0,30	0,37	0,22	0,29
„ $\sigma =$ „ 60 „	0,37	0,44	0,27	0,36
„ $\sigma =$ „ 90 „	0,43	0,48	0,30	0,41
„ $\sigma =$ „ 120 „	0,47	0,52	0,33	0,45

Im ganzen Belastungsbereich wirken somit die Blecheinlagen erhöhend auf die Zusammendrückungen. Verzichtet man auf deren Anordnung, wogegen, wie später nachgewiesen wird, keine Hindernisse bestehen, so kann man annehmen, daß durch Hirnholzstöße im Bereich der Gebrauchslast zusätzliche örtliche Zusammendrückungen von 0,3—0,4 mm stattfinden. Bei Versatzungen, Verzahnungen und anderen derartigen Verbindungen liegen ähnliche Verhältnisse vor. Über die hier auftretenden örtlichen Einpressungen sind bis heute nur vereinzelte Beobachtungen bekannt geworden, doch wird man vorläufig, bis diese Lücke durch hinreichende Versuche ausgefüllt ist, nicht weit fehlgehen, wenn man auch hier die oben erwähnten Zahlenwerte als gültig ansieht. Jedenfalls bewegen sich die von Gerecke¹⁶⁾ festgestellten Verschiebungen unter der als zulässig anzusehenden Belastung in ähnlichen Grenzen.

Von nicht geringerer Bedeutung für die Formänderungen eines Trägers sind die örtlichen Einpressungen, die sich an den Knotenpunkten durch die Nachgiebigkeit des Holzes gegenüber Druckspannungen senkrecht zur Faser ergeben. Da hierbei so gut wie ausschließlich Schwellen und Stempeldruck vorkommt, kann auf die bereits in III B d erwähnten Versuche von Föppl¹³⁾, Mörsch³⁸⁾, Trauer⁶⁵⁾, Jackson²⁶⁾ und Graf¹⁹⁾ verwiesen werden. Ein Unterschied gegenüber dem soeben behandelten Druck von Hirnholz auf Hirnholz besteht darin, daß dort die Länge des parallel zur Faser gedrückten Holzes auf die örtliche Einpressung ohne Bedeutung ist, vielmehr durch die elastischen Formänderungen der Stäbe nach a) genügende Berücksichtigung findet. Bei Druckwirkung senkrecht zur Faser ist die Größe der

Eindrückung dagegen außer von der Höhe der Druckbeanspruchung offensichtlich auch von der Dicke h des senkrecht zur Faser gedrückten Holzes abhängig, und durch das Hinzukommen dieser weiteren Veränderungen wird die Vorausbestimmung der eintretenden Verschiebung um so mehr erschwert, als der Einfluß von h bisher durch Versuche nicht festgestellt ist. Drückt man die unter einer bestimmten Druckbeanspruchung senkrecht zur Faser eintretende Einpressung in Prozent von h aus, so wird bei zunehmendem h die Einpressung absolut betrachtet größer werden, ihr Verhältnis zu h jedoch wegen der stärkeren Druckverteilung abnehmen. Das Maß von $h = 18$ cm, mit dem Graf seine Versuchsreihe durchgeführt hat, bildet einen sehr geeigneten mittleren Wert, da in der Konstruktionspraxis meist Stabstärken zwischen 10 und 25 cm vorkommen. Wie die Grafschen Versuche (siehe Abb. 6) weiter zeigen, ist die Einpressungstiefe auch von der Breite der Belastungsfläche, in Faserrichtung der Schwelle gemessen, abhängig. Hier wird man die Linien 5 und 2 mit 8 bzw. 18 cm Belastungsbreite als die Grenzwerte ansehen können, in deren Bereich die Mehrzahl der praktisch eintretenden Fälle liegt. Bei dem in III B d vorgeschlagenen zulässigen Schwellendruck von 20 kg/qcm muß also nach Graf mit Einpressungen von 1—2 mm gerechnet werden. Würden die Kraftübertragungsflächen mit dem in III B d angegebenen oberen Grenzwert von 30 kg/qcm dimensioniert, so würden sich diese Zahlen auf etwa 2—5 mm erhöhen.

Handelt es sich bei dieser Frage um Stabanschlüsse etwa entsprechend Abb. 42, bei welcher die Druckkräfte der Vertikalen das Gurtholz seiner ganzen Breite nach durchwandern muß, um dann auf der Unterseite des Gurts durch die Diagonalkraft aufgenommen zu werden, so unterscheidet sich dieser Fall von dem der Grafschen Versuche dadurch, daß hier auf beiden Seiten eine Belastung auf geringer Breite erfolgt, während bei Graf die Auflagerfläche jeweils ein Mehrfaches der Breite der Belastungsfläche aufwies. Diesen Umstand wird man bis zur Klarstellung durch Versuche etwa dadurch berücksichtigen können, daß man die gesamte Einpressung mit dem Anderthalbfachen der oben genannten Werte in Ansatz bringt und auf beide Angriffsflächen hälftig verteilt.

Hat die Kraft der Vertikalen bis zur Aufnahme durch die Diagonale nicht die ganze Gurthöhe zu durchqueren, wie dies z. B. der Fall ist, wenn die Diagonale am Gurt durch einen Runddübel in üblicher Weise unmittelbar angeschlossen ist, so wird die Zusammendrückung unter Umständen sehr verringert, da die wesentlich kleinere Schicht des senkrecht zur Faser gedrückten Holzes geringere Nachgiebigkeit erwarten läßt. Auch hier kann eine Klärung nur durch die Ermittlung von Verschiebungsdiagrammen mit Knotenpunktanschlüssen erfolgen.

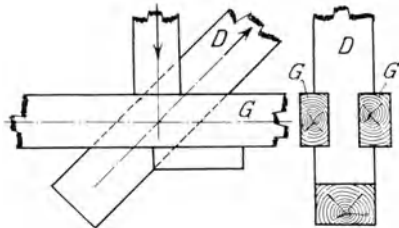


Abb. 42. Untergurtnotenpunkt.

Bei dem Versuch, in derselben Weise wie bei den Schwinderscheinungen den Einfluß der Knotenpunktverschiebung auf ein Fachwerkssystem zu berücksichtigen, wird man feststellen müssen, daß die zu erwartenden Knotenpunktverschiebungen wegen der Lückenhaftigkeit des Versuchsmaterials zum Teil nur roh geschätzt werden können. Dies trifft hauptsächlich für das Verhalten der Diagonalstäbe zu, deren Längenänderungen für die Durchbiegung des ganzen Trägers aber ohnehin an Bedeutung hinter denen der Gurtstäbe zurücktreten.

Die unter a) bis d) behandelten Einflüsse auf die Formänderung eines Fachwerksystems lassen sich nicht mit der gleichen Genauigkeit erfassen. Bei allen Untersuchungen von grundsätzlicher Bedeutung oder sonstwie besonderer Wichtigkeit empfiehlt es sich, trotz mancher Unsicherheiten die Berechnung auch auf die Einflüsse des Schwindens und der Knotenpunktverschiebungen auszudehnen, da sonst die tatsächlich auftretenden Formänderungen mit den in der bisherigen Weise errechneten sehr im Widerspruch stehen können. Die Größe des Unterschieds, der sich ergibt, je nachdem nur die Einflüsse unter a) oder die unter a), c) und d) berücksichtigt werden, ist stark von der Art der Knotenpunktausbildung abhängig und läßt sich nicht allgemein bestimmen. In den meisten Fällen der Praxis wird man den Einfluß von c) und d) zu $50 \div 150\%$ von a) finden.

Im Anschluß an die Durchbiegungsberechnung seien noch einige Bemerkungen zur Vornahme von Probelastungen gestattet. Erfreulicherweise hat sich nachgerade überall die Erkenntnis durchgesetzt, daß die für Probelastungen ausgegebenen Mittel ziemlich nutzlos aufgewandt sind, wenn nicht sorgfältige und umfangreiche Beobachtungen über die Durchbiegungen angestellt werden. Der Grad der Übereinstimmung des tatsächlichen Verhaltens mit der rechnerisch ermittelten Durchbiegung bildet eine wertvolle Kontrolle für Berechnung, Konstruktion und Ausführung eines Tragwerks. Für den Vergleich der errechneten und beobachteten Werte sind dabei eine Reihe von Umständen von Wichtigkeit, so die Dauer der Lastwirkung, die Höhe der Anfangslast und die Größe der aufgebrachten Last im Verhältnis zur rechnerungsmäßigen Last. Jede Laststufe, unter der eine Ablesung der Durchbiegung geplant ist, muß so lange auf das Tragwerk einwirken, bis die Formänderungen zur Ruhe gekommen sind, mindestens aber 5—10 Minuten. Findet die Probelastung am fertigen Bauwerk statt, so ist die durch das Eigengewicht hervorgerufene Anfangslast meist erheblich, bei Dachkonstruktionen etwa $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$ der rechnerungsmäßigen Last. Es kann daher angenommen werden, daß bereits alle Druckübertragungsflächen satt sitzen, und daß der auf Seite 76 als erstes Stadium bezeichnete reine Reibungswiderstand von Bolzenverbindungen schon überwunden ist. Sofern seit der Aufstellung Schwinderscheinungen eingetreten sind, werden die in den Druckübertragungsflächen entstandenen Fugen durch die Größe der Eigengewichtskräfte schon geschlossen sein. Wird dagegen ein Binder außerhalb des Bauwerks für sich allein untersucht, so wird sein Eigengewicht meist einen zu geringen Teil der rechnerungsmäßigen Last ausmachen, als daß

es genügen würde, alle Teile zu sattem Anliegen zu bringen. Während die elastischen Längenänderungen der Stäbe im Bereich der zulässigen Spannungen als hinreichend proportional zur Last angesehen werden dürfen, können sich die Knotenpunktverschiebungen anders verhalten. Die örtlichen Stauchungen in den Druckflächen zeigen z. B. bei niederen Belastungsstufen relativ große Werte, ebenso Bolzenverbindungen, sobald die Reibungswirkung überwunden ist. Umgekehrt erweisen sich die meisten Dübelverbindungen, pünktliche Arbeit vorausgesetzt, bei niederen Belastungen als sehr wenig nachgiebig.

Geht die Belastungsprobe über die rechnungsmäßige Last hinaus, so sind größere Durchbiegungen zu erwarten, als sie sich proportional zur Laststeigerung errechnen, da bei allen Verbindungsmitteln sowie Kraftübertragungen in Druckflächen oberhalb der Gebrauchslast eine rasche Zunahme der Verschiebungen zu verzeichnen ist. Das gleiche gilt bezüglich der Zusammendrückungen bei Kraftwirkung senkrecht zur Faser. So entspricht nach Graf¹⁹⁾ Abb. 6 zum Beispiel einer Steigerung der Beanspruchung von 30 auf 40 kg/qcm, also um $\frac{1}{3}$ eine Verdoppelung bis Verdreifachung der Eindrückungen.

IV. Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung von Ingenieurholzbauten.

Der folgende Abschnitt beschäftigt sich mit einer Reihe von Fragen, die für die konstruktive Durchbildung von Ingenieurholzbauten von Wichtigkeit sind. Es liegt in der Natur der Sache, daß auf eine lückenlose Behandlung aller einschlägigen Punkte verzichtet werden muß. Insbesondere sind alle Fragen, die nur für einzelne Bausysteme von Belang sind, ausgeschieden. Ebenso erübrigt es sich, auf diejenigen Einzelheiten, die bereits in den vorhergehenden Abschnitten in anderem Zusammenhang behandelt worden sind, nochmals einzugehen.

Die konstruktiven Eigentümlichkeiten, durch die der Holzbau sich von anderen Bauweisen unterscheidet, rechtfertigen aber eine ausführliche Behandlung, da gerade konstruktive Gepflogenheiten aus anderen Bauweisen, hauptsächlich dem Eisenbau, sehr häufig ohne die erforderliche Kritik auf den Holzbau übertragen werden und dadurch Veranlassung zu unzweckmäßigen, ja gelegentlich falschen Ausführungen geben. Die folgenden, lose aneinandergereihten Abschnitte befassen sich daher größtenteils mit Gegenständen, bei denen die Anwendung falscher Gesichtspunkte häufig ist, und sollen dazu beitragen, daß im Holzbau den Erfordernissen des Baustoffs mehr als bisher Rechnung getragen wird.

A. Die Wahl der Trägersysteme.

Fast alle praktischen Bauaufgaben gestatten eine Reihe von verschiedenen Lösungen, unter denen die vom wirtschaftlichen und ästhetischen Standpunkt aus günstigste für die Ausführung gewählt zu werden pflegt. Soll ein einwandfreier Entwurf zustande kommen, so

wird man dabei verlangen, daß schon in der Wahl des Trägersystems die Eigenart des Konstruktionsmaterials berücksichtigt wird.

Gegen diese Forderung wird vielfach dadurch verstoßen, daß die gezogenen Trägergurtungen ohne zwingende Gründe nicht geradlinig, sondern in gebrochenem Linienzug geführt werden. Die große äußere Ähnlichkeit des Eisenbaues mit dem Holzbau bringt es mit sich, daß in Eisen häufig ausgeführte Trägerformen dieser Art, z. B. Polonceau-Dachbinder mit gesprengtem Untergurt, ohne weiteres auf Holz übertragen werden. Zwar geben die Knickpunkte des Zuggurts auch im Eisenbau oft Anlaß zu konstruktiven Fehlern, doch sind im Holzbau die Schwierigkeiten größer, die einer einwandfreien Konstruktion im Wege stehen. Die im Eisenbau üblichen Knotenbleche, die gleichzeitig als Stoßlaschen für den gewinkelten Gurt benützt werden können, haben sich im Holzbau vornehmlich aus wirtschaftlichen Gründen nicht bewährt. Die unter einem Winkel zueinander verlaufenden Gurtstäbe durch Holzlaschen zu verbinden, ist ohne besondere Vorkehrungen nicht zugänglich, da der Winkel sich zu strecken sucht und dabei in den Laschen Spannungen hervorgerufen werden, denen ein unhomogener Baustoff wie Holz nicht gewachsen ist. Ist vollends der Winkel, den die zu verbindenden Zugstäbe miteinander bilden, groß, so ergeben sich sehr breite Holzlaschen, die dann von Anfang an sehr stark der Gefahr ausgesetzt sind, Schwindrisse zu erhalten. Die Verwendung von Sperrplatten beugt diesem Fehler vor, sie wäre auch wegen der bei sachgemäßer Herstellung sehr günstigen Festigkeitseigenschaften des Sperrholzes [vgl. Baumann⁴⁾ und Schaechterle⁵³⁾] vorteilhaft, stellt sich aber ziemlich teuer und ist in ihrer Zuverlässigkeit völlig von der Güte der Verleimung abhängig. Soll ein derartiger Knotenpunkt einwandfrei ausgebildet werden, so müssen alle unter einem Winkel beanspruchten Laschen zum mindesten an diejenigen Füllstäbe angeschlossen werden, die die wirkenden Gurtkräfte zum Gleichgewicht ergänzen. Selbst dann sind die Laschen noch reichlich zu bemessen und am besten in Hartholz auszuführen. Auf alle Fälle bedeutet die Anordnung von gewinkelten Zugstößen eine empfindliche Verteuerung, hervorgerufen durch einen Mehraufwand vor allem an Eisenzeug und Löhnen. Sind Knicke im Zuggurt nicht zu vermeiden, so empfiehlt es sich, sie an Stellen mit geringen Stabkräften zu verlegen.

Auch bei gedrückten Gurten ist es erwünscht, die Zahl der Knicke im Verlauf der Stäbe einzuschränken. Zwar lassen sich die Druckstöße, auch wenn die Stäbe nicht in gerader Linie verlaufen, sehr einfach ausbilden und hätten wegen der Kraftübertragung kaum Laschen nötig. Da aber die Träger beim Aufstellen in der Regel völlig zusammengebaut hochgezogen werden und hierzu eine gewisse Steifigkeit gegenüber Kräften senkrecht zur Trägerebene brauchen, müssen bei häufigen Druckgurtstößen entweder während des Aufbaues besondere Aussteifungen vorgesehen oder hinreichend steife Laschen angebracht werden. Wie unter III F d gezeigt wurde, hat jeder Druckstoß unter der Belastung gewisse örtliche Verschiebungen zur Folge, die sich vermeiden lassen, wenn die Gurtstäbe ohne Unterbrechung über mehrere

Knotenpunktabstände durchgehen. Parabelträger werden deshalb, sofern sie nicht mit durchlaufenden gebogenen Gurtungen ausgeführt werden, für den Holzbau wenig vorteilhaft sein.

Ein weiterer Nachteil der Parabelbinder besteht darin, daß sämtliche Füllstäbe Wechsellasten aufweisen, wenn einseitige Belastung der Binderhälften aus Schnee und Wind in Betracht zu ziehen sind. Nun gestalten sich erfahrungsgemäß die Knotenpunktanschlüsse der Holzkonstruktionen viel einfacher, wenn von den in einem Knotenpunkt angreifenden Füllstäben ein Teil ausschließlich auf Druck angeschlossen zu werden braucht, da dann die Stabkraft ohne eigentliche Verbindungsmittel durch unmittelbares Aufsetzen der Endflächen auf die Gurthölzer übertragen werden kann. Bindersysteme, bei denen nicht mit dem Auftreten von Wechsellasten in den Füllstäben gerechnet werden muß, bieten dadurch für den Holzbau größere Vorteile als für den Eisenbau, bei dem jeder Druckstab ohnehin auch zugfest angeschlossen ist. Dreiecks- und Pultdachbinder weisen somit bei Ausführung in Holz Vorzüge auf, die im Eisenbau nicht in Erscheinung treten.

Bei manchen Bauten sind durch praktische Gründe die Konstruktionshöhen unter dasjenige Maß eingeschränkt, das die wirtschaftlichste Ausbildung des betreffenden Konstruktionsglieds ermöglichen würde. Während beim Eisenbau in solchen Fällen meist nur der Nachteil einer Verteuerung des Bauwerks erwächst, können sich im Holzbau auch konstruktive Schwierigkeiten einstellen. Im Gegensatz zum Eisenbau, bei dem die Durchbiegungen rechnerisch durch die allgemein gebräuchlichen Verfahren vorausbestimmt werden können, liefern diese Verfahren auf den Holzbau in der bisherigen Weise angewandt, keine zuverlässigen Werte. Die unter III F. aufgezeigte Methode der Berücksichtigung der Schwinderscheinungen und Knotenpunktverschiebungen gibt besonders bei sehr gedrückten Systemhöhen wesentliche zusätzliche Durchbiegungen, wenn nicht bei der Durchbildung der Knotenpunkte Wert darauf gelegt wird, möglichst unnachgiebige Anschlüsse zu erhalten. Kunststücke, wie sie mitunter in Eisen unter dem Zwang der Verhältnisse ausgeführt werden, sollten in dieser Hinsicht im Holzbau vermieden werden, da sonst leicht dem Ruf des Holzbaues nachteilige Folgen eintreten. Als ein Beispiel in dieser Beziehung sei der gelegentlich gemachte Versuch angeführt, einen Satteldachbinder in Holz von 20 m Stützweite bei einer Neigung des Obergurts von 1:7 auszuführen. Die elastischen Formänderungen der Stäbe und die Nachgiebigkeit der Anschlüsse, die zudem in gewöhnlicher Zimmerkonstruktion wenig sorgfältig ausgeführt worden waren, ergaben hierbei schon vor Aufbringung des ganzen Eigengewichts so starke Durchbiegungen, daß unmittelbare Einsturzgefahr drohte.

Eine andere Frage, die bei der Wahl des Trägersystems oft an den Konstrukteur herantritt, ist die, ob statisch unbestimmte Systeme für die Ausführung in Holz überhaupt anwendbar sind. Häufig wird diese Frage rundweg verneint, doch sollte hierüber nur von Fall zu Fall geurteilt werden. Statisch unbestimmt gelagerte Träger, wie z. B.

Zweigelenkrahmen oder über mehrere Felder durchlaufende Balken, sind, wie die Erfahrung gelehrt hat, in Holz ebensogut ausführbar wie in Eisen oder Beton, wenn die bekannte Voraussetzung erfüllt ist, daß keine Nachgiebigkeit der Widerlager zu befürchten ist. Im Gegenteil erhellt aus dem Umstand, daß Holzkonstruktionen unter ihrer Gebrauchslast etwas größere Durchbiegungen als Eisenkonstruktionen aufweisen, mit Notwendigkeit, daß der Einfluß einer bestimmten Stützenverschiebung auf die auftretenden Spannungen bei Holz verhältnismäßig weniger gefährlich sein muß. Ein Ähnliches gilt nach Früherem bezüglich des Einflusses von Temperaturschwankungen. Andererseits ist nicht zu verkennen, daß innerlich statisch unbestimmte Systeme, wie z. B. die häufig angewandten Zweigelenkbogen mit Zugband, infolge Knotenpunktnachgiebigkeit und Schwinden andere Spannungsverteilung erhalten können, als die übliche Berechnung ergibt. Bei solchen Systemen gewinnt die Forderung geringer Verschieblichkeit der Knotenpunkte und möglicher Ausschaltung von Schwindinflüssen besondere Bedeutung. Im übrigen geben die Ausführungen unter III F auch Fingerzeige dafür, in welcher Weise unvermeidliche Verschiebungen in den Anschlüssen für die Berechnung etwa berücksichtigt werden können.

Eine im Holzbau häufig verwendete Bauart sind Träger mit gekrümmten Gurtungen, die entweder aus entsprechend der Krümmung zugeschnittenen Dielenstücken zusammengeschrabt oder genagelt sind oder aus einzelnen Lamellen zurechtgebogen und dann verbolzt, verdübelt oder verleimt werden. Da beim Biegen, das fast durchweg in kaltem Zustand vorgenommen wird, oft nicht genügend beachtete Vorspannungen entstehen, soll auf solche Konstruktionen kurz eingegangen werden. Die durch das gewaltsame Biegen hervorgerufenen Spannungen errechnen sich aus dem Krümmungsradius R und der Dicke d der einzelnen Lamellen nach der Gleichung

$$\sigma = \frac{E \cdot d}{2 R}.$$

Erkennt man die Forderung Schneemanns⁵⁴⁾ an, daß bei der Querschnittsbemessung solcher Stäbe die zulässigen Beanspruchungen um das Maß der so berechneten Vorspannung erniedrigt werden müssen, so zeigt sich alsbald die vollkommene wirtschaftliche Unmöglichkeit derartiger Konstruktionen. Andererseits hat aber die praktische Erfahrung bewiesen, daß trotz der errechneten hohen Beanspruchungen eine große Anzahl von Bauwerken seit langen Jahren besteht, ohne daß sich irgendwelche Mißstände gezeigt hätten. Die völlige Verwerfung ohne Vorbehandlung gebogener Konstruktionen scheint daher keinesfalls gerechtfertigt. Bedauerlich ist, daß bis heute keinerlei Versuche über die Tragfähigkeit von gebogenen Baugliedern bekannt geworden sind, und daß auch keine Beobachtungen darüber vorliegen, ob die errechneten Vorspannungen dauernd erhalten bleiben, oder ob im Laufe der Zeit ein Spannungsausgleich sich vollzieht. Bei sorgfältiger Materialauslese, die durch die dünnen zur Verwendung kommenden

Querschnitte sehr erleichtert wird, läßt sich jedenfalls erwarten, daß die Festigkeitseigenschaften des Verbundkörpers ausgeglichener und damit besser sein werden, als dies von einem gewöhnlichen Stück Holz angenommen werden kann. Ist eine einwandfreie Verbindung der einzelnen Lamellen gewährleistet, so kann man wohl nach den bis heute vorliegenden Erfahrungen Herstellungsspannungen bis etwa 60 kg/qcm zu den zur Zeit zulässigen Druckspannungen von gleicher Höhe hinzufügen. Zu berücksichtigen ist dabei die Exzentrizität des Kraftangriffs zwischen 2 Knotenpunkten infolge der Krümmung, der zwar oft durch zwischen den Knotenpunkten aufgebraachte Sparrenlasten entgegengewirkt werden kann.

B. Ausbildung von Druckstößen.

Gedrückte Bauglieder in Holz wurden von jeher in einfacher Weise dadurch gestoßen, daß man die Kraftübertragung von Hirnholzfläche zu Hirnholzfläche unmittelbar vor sich gehen ließ und im übrigen Vorkehrungen traf, die eine Verschiebung der Hölzer aus ihrer planmäßigen Lage unmöglich machen sollten. Fast in jeder alten Zimmerkonstruktion sind Beispiele für solche unmittelbaren Druckstöße zu finden, ob es sich nun um geradlinig weiterlaufende oder unter einem Winkel zusammenstoßende Hölzer handelt, und im Grund genommen laufen auch die allgemein gebräuchlichen Versatzungen und Verzahnungen auf die gleiche Wirkungsweise hinaus. Die großen Querschnittsflächen und ihre einfachen Formen erleichtern dieses Kraftübertragungsverfahren bei Holz.

Wenn neuerdings vereinzelt verlangt wird, daß Druckstöße in Holz grundsätzlich wie Zugstöße durch Laschen voll gedeckt werden sollen, so stellt diese Forderung eine Entlehnung aus dem Eisenbau dar, die sachlich ungerechtfertigt ist. Die bisher an Druckstößen angeordneten Laschen dienen lediglich dazu, die zu verbindenden Hölzer in ihrer gegenseitigen Lage festzuhalten und nicht etwa, um die Stabkräfte durch die Laschen abzuleiten. Wenn die Stoßstelle gegen seitliches Ausweichen gesichert ist, und somit Biegungs- oder Knickerscheinungen nicht zu befürchten sind, wird man sich oft damit begnügen können, in den Stoßflächen Dollen einzubauen. Starke Verlaschungen mit entsprechenden Verbolzungen oder Verdübelungen sind nur dort angezeigt, wo nicht allein Druckkräfte weiterzuleiten sind, sondern auch das sonst vorhandene Trägheitsmoment nicht verringert werden darf.

Im übrigen ist die Übertragung des erwähnten Konstruktionsgrundsatzes vom Eisenbau auf den Holzbau heute um so weniger am Platz, als zurzeit bereits vereinzelt im Eisenbau die Kraftübertragung durch stumpfen Stoß entsprechend den Gepflogenheiten des Holzbaues ausgeführt wird.

Häufig wird auch die Auffassung vertreten, daß zwischen den Hirnflächen bei stumpfem Stoß Blecheinlagen eingebracht werden müssen [vgl. 18), 26), 30)], oder daß bei solcher Anordnung die Druckbelastungen in der Fuge viel höher gewählt werden dürfen³⁾. In manchen ein-

gehenderen Ausführungsvorschriften, besonders von Eisenbahnbehörden, ist diese Forderung schon aufgenommen worden. Daß vom Standpunkt der auftretenden Verschiebungen die Anordnung von Blecheinlagen nur nachteilig wirkt, ist bereits unter III F d nachgewiesen. Wie die Bruchfestigkeit durch die Blechzwischenlagen beeinflusst wird, zeigen die Veröffentlichungen von Trauer⁶⁵⁾ und Graf²⁰⁾.

Aus dem Vergleich der 3 ohne Blecheinlagen untersuchten Probekörper mit den 5 Körpern, die 2—10 mm starke Zwischenbleche enthielten, folgert Trauer selbst: „Das Einschalten von Blech beim Zusammentreffen von Hirnholz auf Hirnholz hat sich als zwecklos erwiesen.“

Etwas mehr Bedeutung kommt den Blecheinlagen nach den Untersuchungen von Graf zu. Während ohne Blecheinlagen eine Festigkeitseinbuße gegenüber der Würfel Festigkeit von 9⁰/₀ festgestellt wurde, ermäßigte sich dieser Verlust bei Verwendung von Zwischenblechen auf 3⁰/₀. Ob dieser sehr geringfügige Unterschied der Tragfähigkeit es rechtfertigt, bei Druckstößen die Anordnung von Zwischenblechen vorzuschreiben, möge dahingestellt bleiben. In der Regel lassen sich die Druckstöße in nächster Nähe eines Knotenpunkts anordnen. Die Festigkeitseigenschaften der Stäbe, die mit Rücksicht auf die Knickung stärker bemessen werden müssen als der zulässigen Druckbeanspruchung entsprechen würde, lassen sich hier ohnehin nicht voll ausnützen. Man wird sich daher die Kosten für die Zwischenbleche in der Regel ohne jeden Nachteil sparen dürfen.

C. Ausbildung von gegliederten Druckstäben.

In den statischen Berechnungen für Holzkonstruktionen pflegt man sich bisher hinsichtlich der Knicksicherheit gegliederter Druckstäbe auf den Nachweis zu beschränken, daß dieselben, nach einem der unter III D geschilderten Verfahren wie einteilige Querschnitte berechnet, genügende Knickfestigkeit aufweisen. Die besonderen Anforderungen, die darüber hinaus an die Ausbildung gegliederter Druckstäbe zu stellen sind, und die sich auf die Knicksicherheit der Einzelstäbe sowie die Sicherung ihres Zusammenwirkens beziehen, bleiben fast durchweg dem Ermessen des Konstrukteurs überlassen. Solange keine durch Versuche bestätigten, allgemein anerkannten Berechnungsverfahren hierüber vorliegen, mag dieser Zustand unvermeidlich sein, er darf aber nicht dazu führen, daß den hier angeschnittenen Fragen keine Beachtung geschenkt wird.

Was zunächst die Knicksicherheit der Einzelstäbe betrifft, so pflegt nach Wahl der Querschnittsabmessungen ermittelt zu werden, auf welche Länge der Einzelstab um die y -Achse (Abb. 43), die sogenannte freie Achse, knickfest ist, wenn er mit dem Teil der Gesamtkraft belastet wird, der auf ihn nach dem Verhältnis seines Querschnitts zum Gesamtquerschnitt entfällt. Entsprechend dem Ergebnis wird dann die ganze Stablänge durch Anordnung von Zwischenhölzern so untergeteilt, daß die zulässige Knicklänge des Einzelstabs nicht überschritten wird. Aus dem Eisenbau ist bekannt, daß dort dieses Rechnungsver-

fahren zu günstige Werte gibt. Man berechnet deshalb gegliederte Eisenstäbe in der Weise, daß man den Einzelstab mit einer größeren Kraft belastet annimmt, als ihm nach seinem Querschnitt anteilig zukommt. Im einzelnen sind hierüber verschiedene Berechnungsweisen bekannt, die durch Versuchsreihen nachgeprüft sind. Aller Wahrscheinlichkeit nach werden bei Holzkonstruktionen ähnliche Verhältnisse vorliegen, denen aber bisher meist nicht Rechnung getragen wird.

Im Anschluß an das von Krohn²⁹⁾ aufgestellte Verfahren für gegliederte Eisenstäbe läßt sich aus der Tetmajerschen Knickformel für Holz der Lastanteil des gefährdeten Einzelstabs berechnen. Für den häufigsten Fall eines aus 2 gleichen Profilen zusammengesetzten Stabs wird der Anteil des Einzelstabs:

$$P_1 = \frac{P}{2} \cdot \frac{151}{151 - \frac{l}{h}} \quad *)$$

wo h den Schwerpunktsabstand des Einzelstabs von der Stabachse, d. h. den

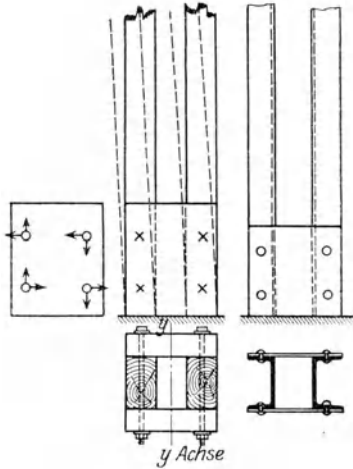


Abb. 43. Schubfeste Ausbildung der Endengegliederter Druckstäbe.

*) Die Ableitung dieser Gleichung geschieht wie folgt:
Bezeichnet δ die Ausbiegung infolge Knickung in der Mitte des Stabs, so erhält der auf der hohlen Seite liegende Stab die Kraft:

$$P_1 = \frac{P}{2} \left(1 + \frac{\delta}{h} \right) \dots \dots \dots (a)$$

und daher die Randspannung

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot \delta}{W} \quad \text{oder} \quad \frac{P}{F} = \sigma - \frac{P \cdot \delta}{W}$$

Nach Tetmajer ist die Knickspannung:

$$\frac{P}{F} = 293 - 1,94 \cdot \frac{l}{i}$$

Nimmt man an, daß das zweite Glied der Tetmajerformel die Festigkeitsminderung infolge Biegung darstellt, so ist

$$\frac{P}{W} \cdot \delta = 1,94 \cdot \frac{l}{i}, \quad \text{und} \quad \delta = 1,94 \cdot \frac{l}{i} \cdot \frac{W}{P} \dots \dots \dots (b)$$

Für die Ausbiegung im Moment des Bruchs erhält man, indem man für P die Knicklast einsetzt:

$$\delta = 1,94 \cdot \frac{l}{i} \cdot \frac{W}{F \left(293 - 1,94 \cdot \frac{l}{i} \right)} \dots \dots \dots (c)$$

Für einen aus 2 gleichen Profilen zusammengesetzten Stab wird

$$F = 2F_1, \quad i = h, \quad W = 2F_1 \cdot h \quad \text{und damit} \\ \delta = \frac{1,94 l}{293 - 1,94 \frac{l}{h}} \quad \text{und} \quad P_1 = \frac{P}{2} \cdot \frac{293 h}{293 h - 1,94 l} = \frac{P}{2} \cdot \frac{151}{151 - \frac{l}{h}} \dots \dots (d)$$

Trägheitsradius des nicht stetig verbundenen Stabquerschnitts bezeichnet. Setzt sich der Stab aus einer größeren Anzahl von Einzelquerschnitten zusammen, so kommt auf den äußersten Einzelstab mit Querschnitt F_1 :

$$P_1 = P \cdot \frac{F_1}{F} \frac{151}{151 - \frac{l}{i}}$$

In dieser Gleichung bezieht sich $\frac{l}{i}$ auf den Gesamtquerschnitt. Ein Vergleich mit Seite 67 zeigt, daß sich obige zwei Gleichungen auch schreiben lassen:

$$P_1 = \frac{P}{2} \cdot \omega \text{ bzw. } P_1 = P \frac{F_1}{F} \omega.$$

Die Berechnung der Knickfestigkeit der Einzelstäbe um die freie Achse gestaltet sich demnach bei Anwendung des ω -Verfahrens sehr einfach und nach Analogie des Eisenbaues zu schließen genügend zuverlässig. Aus der Ableitung der Formeln folgt, daß sie zunächst nur für den Bereich der Tetmajerformel, d. h. für $\frac{l}{i} < 100$ gültig sind. Doch können sie mit den in der Tabelle 15 berechneten ω -Werten näherungsweise über diese Grenze hinaus angewandt werden.

Ebenso wichtig wie genügende Knickfestigkeit der Einzelstäbe ist das Vorhandensein eines ausreichenden Verbands zwischen denselben. Die Verwendung von außen aufgeschraubten Überhölzern nach Abb. 43, die der im Eisenbau gebräuchlichen Bindeblechanordnung entspricht, kann für den Holzbau nicht ernstlich in Frage kommen. Die beim Eintreten von Knickerscheinungen um die freie Achse auf die Überhölzer wirkenden Kräfte sind in Abb. 43 angedeutet und beweisen zur Genüge, daß ein unhomogener Baustoff wie Holz den hier auftretenden Beanspruchungen nicht gewachsen ist, wie auch die Faserichtung in den Überhölzern gewählt werden mag. Zudem würden die erforderlichen breiten und dabei kurzen Überhölzer ohne jede Belastung infolge Schwindens zum Zerspringen neigen.

Überall ist deshalb im Holzbau die Anordnung von Zwischenhölzern nach Abb. 44 gebräuchlich, die als die nächstliegende und allein zweckmäßige zu bezeichnen ist. Häufig wird hierbei die Forderung erhoben, daß das Zwischenholz grundsätzlich mit 2 Schrauben anzuschließen sei. Eine sachliche Begründung für diese Vorschrift ist kaum zu finden, und man wird nicht fehlgehen, wenn man in ihr eine Entlehnung aus dem Eisenbau erblickt, die übrigens auch dort nur so lange am Platze ist, als es sich um Bindebleche entsprechend Abb. 43 handelt. Würden solche Bindebleche auf jeder Seite mit nur einem Niet angeschlossen, so könnten sie sich um die Achse des Niets drehen und wären daher ungeeignet, dem Ausknicken entgegenzuwirken. Bei einer Verbindung nach Abb. 44 wird das Niet dagegen auf Abscherung in der Stabrichtung beansprucht. In diesem Fall ist die Tragkraft eines Niets die

Hälfte dessen, was zwei Niete tragen und nicht etwa wie bei der vorhergehenden Anordnung = 0. Dementsprechend wird man beim Holzbau diejenige Anzahl von Schrauben anzuordnen haben, die durch die Größe der zwischen den Teilstäben wirkenden Schubkraft bedingt ist. Bei Stäben von größerer Breite, etwa über 24 cm, wird man in dessen auch ohne statisches Erfordernis an jedem Zwischenholz zwei Schrauben vorsehen, weil dem beim Holzbau nie ganz zu vermeidenden Sichwerfen der Stäbe auf diese Weise besser begegnet werden kann.

Über die Art der Beanspruchung in den Zwischenhölzern gibt die Abb. 44 Aufschluß. Entsprechend dem Verlauf der Schubspannungen in einem auf Biegung beanspruchten Balken treten die größten Schubkräfte an den Balkenenden auf, weshalb gerade dort eine Verbindung am nötigsten ist. Zwischenhölzer, die in der Stabmitte angebracht sind, werden, wie Abb. 44 zeigt, beim Ausknicken überhaupt nicht beansprucht und sind deshalb verfehlt. Sie sorgen lediglich dafür, daß die Einzelstäbe gleichzeitig und nach der gleichen Richtung ausknicken.

Zur zahlenmäßigen Ermittlung der an den Verbindungshölzern auftretenden Kräfte seien nachstehend an Hand der oben schon herangezogenen Abhandlung Krohns²⁹⁾ einige Beziehungen hergeleitet. Die Querkraft Q am Stabende ist

$$Q = P \cdot \delta \cdot \frac{\pi}{l}.$$

Hieraus erhält man speziell für Holz mit Gleichung (b) der Fußnote auf Seite 111 unter der Bruchbelastung

$$Q = 6,1 \cdot \frac{W}{i}$$

und für Stäbe, die aus 2 gleichen Profilen gebildet sind:

$$Q = 6,1 \cdot F = 12,2 \cdot F_1.$$

Aus diesen Querkraften berechnet sich die an den Stabenden auftretende Schubkraft T wie folgt:

$$T = Q \cdot \frac{S}{J} c,$$

wo J das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, S das statische Moment eines Stabquerschnitts um die Schwerlinie und c der Abstand bis zum nächsten Zwischenholz ist. Für einen aus 2 gleichen Profilen zusammengesetzten Stab wird damit

$$T = 6,1 F \cdot \frac{c}{2 \cdot i} = 3,05 F \frac{c}{i}.$$

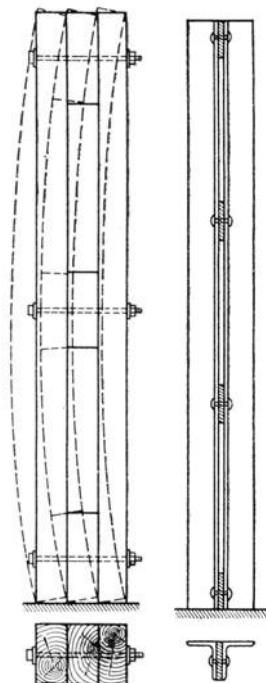


Abb. 44. Gegliederte Druckstäbe in Holz und Eisen.

Der so berechnete Wert von T stellt die im Fall der Bruchlast eintretende Schubkraft dar. Soll der gegliederte Stab auf Knickung um die freie Achse die volle Tragfähigkeit erhalten, die dem gewählten Querschnitt entspricht, so muß die Verbindung der Stabenden so stark bemessen sein, daß sie den berechneten Wert von T als Bruchlast zu erreichen vermag. Es zeigt sich, daß die Kräfte T sehr häufig größer sind, als daß sie durch die üblichen Bolzenverbindungen aufgenommen werden könnten. Nimmt man beispielsweise einen Stützenquerschnitt von 2 Hölzern $8/28$ in 8 cm gegenseitigem Abstand an, und beträgt der Abstand bis zum nächsten Zwischenholz 1,20 m, so wird

$$T = \frac{3,05 \cdot 2 \cdot 8 \cdot 28 \cdot 120}{8} = 20\,500 \text{ kg.}$$

Man wird in solchen Fällen dazu übergehen müssen, die Zwischenhölzer an die Einzelstäbe mit Dübeln anzuschließen. Besonders bei Fachwerkträgern kommt es häufig vor, daß die Stabquerschnitte aus konstruktiven Gründen weiter auseinander gerückt sind, als statisch erforderlich wäre, und daß die Knickfestigkeit um die freie Achse nicht ausgenützt werden kann, weil der Stab vorher um die Materialachse ausknickt. In solchen Fällen wäre es zwecklos, die Stabenden für die maximale Schubkraft miteinander zu verbinden. Es wird vielmehr vollauf genügen, wenn T im gleichen Verhältnis herabgesetzt wird, in dem die zulässige Höchstlast, die sich bei Berechnung der Knickung um die freie Achse günstigstenfalls erzielen läßt, zur rechnungsmäßig vorhandenen Last steht.

Über die hier angeführten Berechnungsverfahren sei zusammenfassend nochmals betont, daß sie sich ausschließlich auf die Analogie des Eisenbaues aufbauen, da leider bis heute keine Versuche für Holz über diesen Gegenstand veröffentlicht sind. Solange bis diese Lücke ausgefüllt ist, mögen die geschilderten Verfahren als Aushilfe dienen.

D. Wahl der Stabquerschnitte und Knotenpunktsausbildung.

Bei der Wahl der Stabquerschnitte sind neben den früher behandelten statischen Erfordernissen eine Reihe konstruktiver Rücksichten zu beachten. Entsprechend dem Erzeugungsvorgang des Bauholzes im Sägewerk kommen für den Ingenieurholzbau fast ausschließlich rechteckige Querschnitte in Betracht. Nur in Ausnahmefällen, von denen hier abgesehen werden kann, z. B. bei Behelfsbauten und bei ständig den Witterungseinflüssen ausgesetzten Konstruktionen, werden Rundhölzer verwendet, die dem Eindringen von Feuchtigkeit und Pilzen etwas weniger ausgesetzt sind. Mit den Querschnittsabmessungen muß man sich in den Grenzen halten, die eine wirtschaftliche Ausnutzung des Rundholzes gestatten. Unter unseren deutschen Verhältnissen wird man Querschnitte mit einer größeren Höhe als 30 cm möglichst vermeiden, da sie zur Herstellung sehr hochwertiges Rundholz erfordern und bei geringer Stärke zu Schwindrissen neigen.

Zwischen der Wahl der Stabquerschnitte und der Knotenpunktsausbildung bestehen enge Wechselwirkungen. Holzbausysteme, bei denen die Kraftübertragung zwischen den Einzelstäben durch direkte Bolzen- oder Dübelanschlüsse in den Berührungsflächen bewerkstelligt wird, benötigen eine ausreichende Größe der Anschlußflächen zum Einbau dieser Verbindungsmittel und bevorzugen daher die Verwendung bohlenartiger Querschnitte. Reichen die zur Verfügung stehenden Anschlußflächen der Gurtungen nicht aus, um die im Knotenpunkt zusammenlaufenden Füllstäbe zentrisch anzuschließen, so werden häufig die Anschlüsse eines oder mehrerer Füllstäbe exzentrisch vorgenommen. Solche Lösungen kennzeichnen sich jedoch stets als Notbehelfe und sollten auf untergeordnete Stäbe beschränkt bleiben. Außerdem ist der Nachweis der durch die Exzentrizität in den Gurthölzern hervorgerufenen Nebenspannungen unerläßlich.

Ein sehr wesentlicher Punkt, der bei der Durchbildung der Knotenpunkte berücksichtigt werden muß, ist die Vermeidung von Beanspruchungen senkrecht zur Faser oder wenigstens von deren nach-

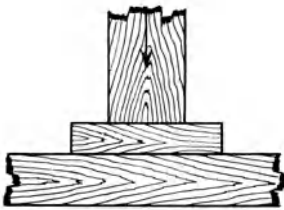


Abb. 45a. Druckflächenverbreiterung durch Hartholzzwischenlage.

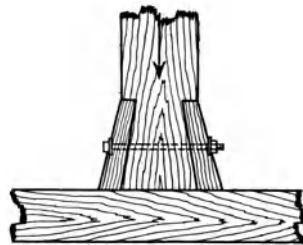


Abb. 45b. Druckflächenverbreiterung durch Aufschieblinge.

teiligen Folgen. Die geringe Festigkeit des Holzes in dieser Richtung erfordert oft eine Vergrößerung der zur Verfügung stehenden Druckflächen durch Dazwischenlegen von Hartholzstücken (Abb. 45a) oder durch Anbringen von sogenannten Aufschieblingen (Abb. 45b). Doch wird durch diese beiden Hilfsmittel nur die örtliche Beanspruchung günstiger verteilt, nicht dagegen der bei Kraftwirkung senkrecht zur Faser stets gleichzeitig auftretende Einfluß der Schwinderscheinungen auf die Formänderung des Systems beseitigt.

Das gelenkartige Wirken der Knotenanschlüsse, das in der Fachwerktheorie zwar vorausgesetzt, im praktischen Eisenbau aber — wenigstens soweit europäische Methoden angewandt werden — nicht vorhanden ist, spielt auch im Holzbau eine Rolle. Allerdings ist bei den gelenkig wirkenden Knotenpunkten immer die Einschränkung am Platze, daß nicht etwa alle Fachwerkstäbe sondern nur die Füllstäbe gelenkig angeschlossen sind, während die Gurthölzer meist ohne Stoß durchlaufen. Immerhin kommt einer solchen Knotenpunktsausbildung in Holz insofern vermehrte Bedeutung zu, als die bei einer starren Befestigung der Füllstäbe stets auftretenden Einspannmomente und

Kraftwirkungen senkrecht zur Stabachse von dem nicht homogenen Holz weniger leicht aufgenommen werden können als von Eisen.

Die Einzelheiten der Knotenpunktsausbildung und die Anordnung der Verbindungsmittel sind in hohem Maße von dem Verwendung findenden System abhängig, und es fällt deshalb schwer, allgemein gültige Normen aufzustellen. Die von einzelnen Baubehörden geltend gemachte Forderung, daß in jeder Anschlußfläche mindestens 2 Verbindungsmittel einzulegen sind, ist jedenfalls als verfehlt zurückzuweisen. Wenn im Eisenbau teilweise nach dem Grundsatz: „Ein Niet ist kein Niet“ konstruiert wird, so ist dies noch verständlich. Hier besteht die Möglichkeit, daß ein Niet durch irgendwelche Ursachen im Lauf der Zeit zerstört wird und herausfällt, wodurch dann ein Fachwerkstab außer Wirkung gesetzt werden könnte. Übrigens ist auch im Eisenbau dieses Konstruktionsprinzip keineswegs überall durchgeführt, und man kann über seine Zweckmäßigkeit streiten. Im Holzbau ist dagegen bei der überwiegenden Mehrzahl der im Gebrauch befindlichen Verbindungsmittel ein Unwirksamwerden nicht zu befürchten. Höchstens die rechteckigen, zimmermannsmäßigen Hartholzdübel können unter Umständen herausfallen, sie lassen sich aber durch Festnageln in einfachster Weise sichern. Weiter hat eine schematische Anwendung dieses Grundsatzes ganz ungerechtfertigte Härten gegenüber manchen Bauweisen zur Folge. Man vergegenwärtige sich, daß bei Scheiben- oder Ringdübelverbindungen meist schon die kleinsten Dübel für eine Last von einer oder mehreren Tonnen konstruiert sind, während z. B. die beim Meltzerschen System verwendeten Stahlstifte je nach den Verhältnissen nur für eine Tragfähigkeit von einigen 100 kg berechnet sind. Die genannte Forderung, die beim letzteren System volle Berechtigung haben mag, wird bei anderen Bauarten zu einer durch nichts gerechtfertigten Materialverschwendung führen und oft unerfüllbar werden, weil der zur Anordnung zweier großer Verbindungsmittel erforderliche Platz nicht zur Verfügung steht. Sie stellt ein unnötiges Hindernis für die Weiterentwicklung des Holzbaus dar und sollte deshalb unbedingt aufgegeben werden.

Werden kleinere Verbindungsmittel verwendet, und sind von diesen aus statischen Gründen mehrere Stücke anzuordnen, so sollen sie nach

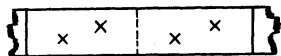


Abb. 46.

Anordnung von Schraubenbolzen.

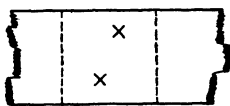


Abb. 47.

Möglichkeit gegeneinander versetzt eingebaut werden, damit die Querschnittsschwächung in mäßigen Grenzen bleibt. Dabei sind exzentrische Anordnungen zu vermeiden.

Um beim Auftreten von Schwindrissen nicht alle Verbindungsmittel in ihrer Wirkung beeinträchtigen zu lassen, empfiehlt es sich, dieselben auch bei geringer Breite der zu verbindenden Hölzer nicht in der gleichen Faser sondern etwa nach Abb. 46 anzuordnen.

Wird die Kraftübertragung durch Dübel vorgenommen, denen nur zum Zusammenhalten der Hölzer wenige Schraubenbolzen beigegeben

sind, so sollte bei größeren Holzbreiten, d. h. etwa von 20—24 cm an, jeder Knotenpunkt oder jedes Zwischenholz mindestens 2 Schrauben erhalten, die etwa in den Viertelpunkten der Stabbreite nach Abb. 47 angeordnet werden. Man gewinnt dadurch die Möglichkeit, ein etwaiges Sichverziehen oder Werfen eines Holzes wirksamer hintanzuhalten.

E. Bemessung und Anordnung der Eisenteile.

Was die Dimensionen des im Ingenieurholzbau zur Verwendung kommenden Eisenzeugs betrifft, so muß man sich bewußt bleiben, daß für den Baubetrieb allzu schwache Abmessungen nicht geeignet sind. Einmal lassen sich während des Versands und auf der Baustelle manche unvorhergesehenen Einwirkungen nicht völlig vermeiden, sodann ist gerade bei Holzkonstruktionen, bei denen die Eisenteile der Menge nach eine untergeordnete Rolle spielen, die Gefahr vorhanden, daß den Eisenteilen keine genügende Aufmerksamkeit gewidmet wird, selbst wenn sie starken zersetzenden Einflüssen von Rauchgasen, Säuredämpfen u. a. ausgesetzt sind.

Trotzdem liegt keine Veranlassung vor, die zulässigen Spannungen für Eisenzeug bei Ingenieurholzbauten wesentlich niedriger anzusetzen, als dies sonst üblich ist. Auch wenn zum Teil von Hand geschmiedetes Eisen verwendet wird, sollten Laschen, Zuganker und dgl. mit 1000 bis 1200 kg/qcm beansprucht werden dürfen. Werden zurzeit meist niedrigere Ziffern für Bauschrauben und dgl. vorgeschrieben, so ist dies wohl weniger darauf zurückzuführen, daß die Verwendung von minderwertigem Material befürchtet wurde, als vielmehr, daß man den Berechnungsgrundlagen nur sehr geringe Genauigkeit glaubte beimessen zu können und starke Überlastungen als im Bereich des Möglichen liegend ansah. Solche Erwägungen mögen bei Baugerüsten und ähnlichen untergeordneten Ausführungen am Platz sein, bei den hier behandelten Ingenieurholzbauten liegen jedoch Verhältnisse vor, die eine bessere Materialausnützung gestatten.

Vorsicht ist mehr insofern angezeigt, als wenig belastete Konstruktionsteile nicht auf ihre statisch erforderliche Mindeststärke herabgesetzt werden sollen. Als Mindestschraubenstärke wurde bisher bei Holzbauten $\frac{1}{2}'' \sim 13$ mm betrachtet, und in dieser Abmessung sind auch die nur als Heftschrauben angesehenen Bolzen bei Dübelverbindungen fast überall ausgeführt. Wo Schraubenbolzen als rechnermäßig tragende Konstruktionsteile angeordnet sind, wird ihre Stärke durch die Berechnung bestimmt.

Wie schon in III E erwähnt, wird die Bruchlast von Bolzenverbindungen dadurch sehr erhöht, daß kräftige Unterlegscheiben unter Kopf und Mutter angeordnet werden. Ob diese quadratisch oder rund gewählt werden, ist ohne statische Bedeutung. Aus ästhetischen Gründen verdienen die letzteren den Vorzug. Als Mindestmaße für die Unterlegscheiben schreibt die Reichsbahndirektion Stuttgart eine Seitenlänge bzw. einen Durchmesser = dem $3\frac{1}{2}$ -fachen Bolzendurchmesser und eine Stärke = $\frac{1}{4}$ des Bolzendurchmessers vor. Diese Ab-

messungen haben bei einer Reihe umfangreicher Bauten Verwendung gefunden und sich bis jetzt gut bewährt. Die handelsüblichen kleineren Unterlegscheiben, die ihre Gestaltung den Anforderungen des Maschinenbaus verdanken, sind unbedingt zu verwerfen, da sie sich beim Anziehen der Schrauben viel zu rasch in das Holz einpressen.

Vielfach wird empfohlen, die Schraubenbolzen mit Federringen auszustatten, damit dauernd ein sattes Aneinanderliegen der zu verbindenden Hölzer gewährleistet sei. Nach Lang³⁰⁾ sind hierzu einfache Federringe mit quadratischem Querschnitt und aufgebogenen Enden nach Abb. 48a besonders geeignet, während die doppelten Federringe mit rechteckigem Querschnitt nach Abb. 48b von ihm verworfen werden. Die Gründe hierfür sind nicht recht ersichtlich. Als Federkraft bei völligem Plattdrücken beobachtete Lang an einem für eine $\frac{1}{2}$ "-Schraube bestimmten Federring nach Abb. 48a $P = 350$ kg, wozu aber zu bemerken ist, daß der Querschnitt des Rings mit 5×6 mm sehr kräftig war. Beobachtungen, die der Verfasser in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart anstellen ließ, lieferten

1. bei einem Ring nach Abb. 48a mit Querschnitt 4,5·4,7 mm $P = 200$ kg
2. „ „ „ „ Abb. 48b „ „ 3,0·8,6 mm $P = 300$ „
3. mit einer Federplatte nach Abb. 48c $P = 600$ „

Mindestens ebenso wichtig wie die Federkraft ist jedoch für den Holz-

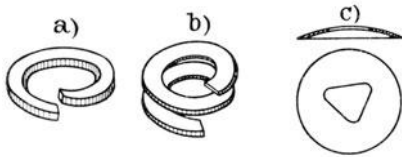


Abb. 48. Federringe und Federplatten.

bau das Maß der Zusammendrückung vom spannungslosen Zustand bis zum völligen Plattdrücken, der Federweg. Leider hat Lang hierüber keine Beobachtungen angestellt. Bei den eben erwähnten

Federringen konnte ein Federweg von 5,0 bzw. 7,0 bzw. 1,0 mm festgestellt

werden. Es zeigt sich somit, daß die unter 3. aufgeführte Federplatte trotz hoher Federkraft für den Holzbau völlig ungeeignet ist, da sie durch das geringste Schwinden alsbald spannungslos würde. Das beste Ergebnis weist der Federring nach Abb. 48b auf, der nach einem etwaigen Schwindverlust des Holzes von 5 mm immer noch eine Kraft von ca. 50 kg ausübt, während der Federring unter 1. in diesem Fall schon spannungslos geworden wäre. Da aber die Länge der Schraubenbolzen selten unter 20 cm, meist erheblich mehr beträgt, muß für das Schwinden nach früherem ein Betrag von 8 mm und mehr gewärtigt werden, der den Federweg in der Regel übersteigt. Dabei ist noch zu beachten, daß schon nach wenigen mm Schwindung die Federkraft stark abnimmt, so daß sie kaum mehr in der Lage ist, die Reibungskräfte auf den Bolzen, Dübel usw. zu überwinden und die Hölzer satt zusammengepreßt zu halten. Diese Beobachtung konnte an einer Reihe von Bauten, bei denen Federringe verwendet worden waren, gemacht werden und hat ihre Wertlosigkeit genügend erwiesen, so daß sie heute fast nirgends mehr Anwendung finden. Um das Zusammenhalten der Holzverbindung sicherzustellen, ist gelegentliches Nachziehen der Schrauben zweckmäßig.

Literaturverzeichnis.

- 1) Ackermann, F.: Die Montierung der Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburg-Bahn. Eisenbau 1910.
- 2) Bach, C. und K. Baumann: Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1921.
- 3) Barkhausen, G.: Beurteilung der Grundlagen des Bauens in Holz. Bauing. 1921.
- 4) Baumann, K.: Die bisherigen Ergebnisse der Holzprüfungen in der Materialprüfungsanstalt an der Techn. Hochschule Stuttgart. Forsch.-Arb. Ing. 1923. H. 231.
- 5) Bauschinger: Untersuchungen über die Elastizität und Festigkeit von Fichten- und Kiefernbaumhölzern. Mitt. mechan.-techn. Labor. Techn. Hochsch. München. 1883. H. 9.
- 6) — Über die Veränderung der Festigkeit des Nadelholzes nach dem Fällen. Mitt. mechan.-techn. Labor. Techn. Hochsch. München. 1887. H. 16.
- 7) — Untersuchungen über die Elastizität und Festigkeit verschiedener Nadelhölzer. Mitt. mechan.-techn. Labor. Techn. Hochsch. München. 1887. H. 16.
- 8) Bub-Bodmar und Tilger: Die Konservierung des Holzes in Theorie und Praxis. Berlin 1923.
- 9) Cieslar, A. und G. Janka: Studien über die Qualität rasch erwachsenen Fichtenholzes. Zentralbl. ges. Forstw. 1902.
- 10) Danckelmann: Einfluß der Fällzeit auf die Güte und Dauer des Holzes. Gutachten der Forstakademie Eberswalde, veröffentlicht in der Bauzeitung 1882.
- 11) Faust, W.: Ein- und mehrteilige Druckstäbe. Holzbau 1920.
- 12) Findeisen: Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen. Forsch.-Arb. Ing. H. 229.
- 13) Föppl, A.: Die Druckfestigkeit des Holzes in der Richtung quer zur Faser. Mitt. mechan.-techn. Labor. Techn. Hochsch. München. 1904. H. 29.
- 14) Gayer-Fabricius: Die Forstbenutzung. 12. Aufl. Berlin 1921.
- 15) Gayer, S.: Die Holzarten und ihre Verwendung in der Technik. Hannover 1910.
- 16) Gerecke, K.: Untersuchungen zu Knotenpunktausbildungen bei Holzkonstruktionen. Braunschweig 1909.
- 17) Gesteschi, Th.: Welchen Einfluß haben die neuen preußischen Bestimmungen für Hochbauten auf die Bemessung von Holzkonstruktionen. Holzbau 1920.
- 18) — Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung. 3. Aufl. Berlin 1923.
- 19) Graf, O.: Beobachtungen über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche auf die Widerstandsfähigkeit von Bauholz gegen Druckbelastung quer zur Faser. Bauing. 1921.
- 20) — Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Schraubenverbindungen in Holzkonstruktionen. Bauing. 1922.
- 21) — Holz als Baustoff, Ergebnisse neuerer Versuche mit Holz. Bau-Zg. Stuttgart 1923.
- 22) Hartig, R.: Das Holz der deutschen Nadelwaldbäume. Berlin 1885.
- 23) — Holzuntersuchungen, Altes und Neues. Berlin 1901.
- 24) Hauer, R.: Zur Berechnung eiserner Bolzen im Holzbau. Holzbau 1923.
- 25) Jackson, A.: Über die Größe der zulässigen Beanspruchungen des Holzes im Ingenieurholzbau, vor allem für freitragende Holzkonstruktionen. Holzbau 1920.
- 26) — Ingenieur-Holzbau. Stuttgart 1921.
- 27) Janka, G.: Untersuchungen über die Elastizität und Festigkeit der österreichischen Bauhölzer II, Fichte von Nordtirol, vom Wienerwald und Erzgebirge. Mitt. forstl. Versuchswes. Öst. 1904. H. 28.
- 28) Kayser, H.: Über Schwindmaße des Holzes. Bauing. 1921.
- 29) Kröhn, R.: Beitrag zur Untersuchung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe. Zentralbl. Bauverw. 1908.

- 30) Lang, G.: Das Holz als Baustoff. Wiesbaden 1915.
- 31) Lewe: Druck quer zur Faserrichtung des Holzes. Holzbau 1921.
- 32) — Die Nachgiebigkeit als Gütemesser der Holzverbindungsmitel. Holzbau 1922.
- 33) Mayr, H.: Die Wäldungen von Nordamerika. München 1890.
- 34) Ludwig, R.: Tragfähigkeit eiserner Bolzen bei Holzverbindungen. Holzbau 1921.
- 35) Melan, J.: Der Brückenbau. I. Band, Einleitung und hölzerne Brücken. Leipzig-Wien 1919.
- 36) Mörike: Faustformeln zur Berechnung hölzerner Druckstäbe. Zentralbl. Bauverw. 1920.
- 37) — Die Knickfrage und die preußischen Hochbaubestimmungen. Bauing. 1922.
- 38) Mörsch, E.: Die Isarbrücke bei Grünwald. Schweiz. Bau-Zg. 1910.
- 39) Nördlinger, H.: Die technischen Eigenschaften der Hölzer. Stuttgart 1860.
- 40) — Zug-, Druck- und Biegefestigkeit der Hölzer. Wien 1888.
- 41) — Die gewerblichen Eigenschaften der Hölzer. Stuttgart 1890.
- 42) Pfützte, B.: Beitrag zur Frage der Holzbeanspruchungen in den Knotenpunkten. Holzbau 1921.
- 43) Preuß, M.: Eiserne Bolzen im Holzbau. Holzbau 1921/22.
- 44) Rudeloff, M.: Holzuntersuchungen. Mitt. Techn. Versuchsanst. Berlin 1889. III. Ergänzungsheft.
- 45) — Untersuchungen über den Einfluß des Blauwerdens auf die Festigkeit von Kiefernholz. Mitt. Techn. Versuchsanst. Berlin. 1897 und 1899.
- 46) — Der heutige Stand der Holzuntersuchungen und die Vereinheitlichung der Prüfungsverfahren. Mitt. techn. Versuchsanst. Berlin. 1899.
- 47) — Ein Beitrag zur Vereinheitlichung der Verfahren zur Prüfung von Holz. Mitt. techn. Versuchsanst. Berlin. 1901.
- 48) — Untersuchungen an Fichtenholz. Mitt. techn. Versuchsanst. Berlin. 1912.
- 49) — Untersuchungen über die Eignung von Holz und Eisen zu Eisenbahnschwellen. Verhandl. d. Vereins z. Beförd. d. Gewerbefl. 1912.
- 50) — Prüfung von Tischlerleim auf Bindekraft. Mitt. Materialpr.-Amt. Lichterfelde 1918.
- 51) — Untersuchungen von Tischlerleim. Mitt. Materialpr.-Amt. Lichterfelde 1919.
- 52) Schächterle, K. W.: Bauholzverbindungen. Holzbau 1920.
- 53) — Versuche über Bauholzverbindungen. Holzbau 1921.
- 54) Schneemann: Die Beanspruchung bei der Formgebung bei Bohlengurtungen. Holzbau 1923.
- 55) Schnidtmann, W.: Beitrag zur Ermittlung von Fundamentpressungen. Stuttgart 1920.
- 56) Schönhöfer: Zur Frage der zulässigen Beanspruchungen von Bauholz. Bauing. 1921.
- 57) Schwappach, A.: Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen der Breite des Herbstholzes und der Holzqualität. Z. Forst- u. Jagdwes. 1892.
- 58) — Untersuchungen über Raumgewicht und Druckfestigkeit des Holzes wichtiger Waldbäume. I. Kiefer, II. Fichte, Tanne, Weimutskiefer und Rotbuche. Berlin 1897/98.
- 59) — Vergleichung der Druckfestigkeit deutschen und amerikanischen Kiefernholzes. Allg. Forst- u. Jagd-Zg. 1898.
- 60) Sonntag, R.: Erfahrungen mit Holzkonstruktionen. Bauing. 1920.
- 61) Stamer, J.: Druckversuche mit Holz quer zur Faser. Mitt. Materialpr.-Amt. Lichterfelde 1920.
- 62) Tetmajer, L.: Methoden und Resultate der Prüfung der schweizerischen Bauhölzer. Zürich 1896.
- 63) — Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit. Leipzig und Wien 1903.
- 64) — Die angewandte Elastizitäts- und Festigkeitslehre. Wien 1905.
- 65) Trauer: Druckversuche mit Holz. Eisenbau 1919.
- 66) Troschel, E.: Handbuch der Holzkonserverung. Berlin: Julius Springer 1916.
- 67) Waas, E.: Der freitragende Holzbau. Süd- u. mitteldtsch. Bau-Zg. 1921.
- 68) — Knicksicherheit und Druckbeanspruchung. Holzbau 1921.
- 69) Wykander: Untersuchung der Festigkeitseigenschaften schwedischer Holzarten. Göteborg 1897.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Freitragende Holzbauten

Vorträge von

Regierungsbaumeister F. Geißler, Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Ingenieur W. Greim, Direktor O. Hetzer, Regierungsbaumeister Dr.-Ing. A. Jackson, Architekt O. Kaper, Dr.-Ing. H. Lewe, Kommerzienrat S. Michalski, Baurat Dr.-Ing. A. Nanning, Dr. phil. R. Plönnis, Ingenieur J. Stamer, Oberingenieur H. Stork, Oberingenieur S. Voss

Mit einem Geleitwort von

Baurat Dr.-Ing. Weiss

ordentl. Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin

Zusammengestellt und ergänzt von

C. Kersten

Mit 335 Textfiguren. (232 S.) 1921

Gebunden 10 Goldmark

Die hier veröffentlichten Vorträge über neuzeitliche Holzbauweisen fanden im Herbst 1919 auf Anregung und unter Leitung des Herausgebers in Berlin statt. Die Vorträge fanden viel Beifall und ließen den Wunsch nach einer gemeinschaftlichen Veröffentlichung aufkommen. So ist das vorliegende Werk entstanden; es soll den Beweis erbringen, in welchem hervorragendem Maße sich in den letzten Jahren die Technik der ingenieurmäßig entworfenen Holzbauten entwickelt hat; es soll Vorurteile beseitigen helfen und Zeugnis ablegen von deutscher Arbeitsfähigkeit, von der Fähigkeit der deutschen Bauindustrie, sich neuen Verhältnissen wirtschaftlich und praktisch schnell anzupassen. Das Buch bietet reichhaltigsten Stoff an Ausführungen aus dem Hoch- und Ingenieurbaugebiet und damit ein umfassendes und überzeugendes Bild von der Entwicklung neuzeitlicher Holzbauweisen.

Handbuch der Holzkonstruktionen des Zimmermanns

mit besonderer Berücksichtigung des Hochbaus. Von Prof. **Th. Böhm**,
Dresden. Mit 1056 Textfiguren. (711 S.) 1911. Gebunden 22 Goldmark

**Leitfaden für den Unterricht in Stein-, Holz- und Eisen-
konstruktionen** an maschinentechnischen Fachschulen. Von

Prof. Dipl.-Ing. **L. Geusen**, Studienrat in Dortmund. Zweite, vermehrte
und verbesserte Auflage. Mit 173 Textabbildungen. (61 S.) 1923.

2.40 Goldmark

Handbuch der Holzkonservierung. Unter Mitwirkung zahl-

reicher Fachleute herausgegeben von Marine-Oberbaurat **E. Troschel** †.
Zweite, vermehrte und verbesserte Auflage. Mit etwa 220 Textabbildungen,
In Vorbereitung.

**Ergebnisse von Versuchen für den Bau warmer und
billiger Wohnungen** an den Versuchshäusern der Norwegi-

sehen Technischen Hochschule. Von Architekt Prof. **Andr. Bugge**.
Nebst einem Ergänzungskapitel: Beiträge zur Wärmebedarfsberechnung
(*k*-Zahlen) von Dipl.-Ing. **Alf Kolfaath**, Assistent beim Wärme-
kraftlaboratorium der Norwegischen Technischen Hochschule. Deutsche Über-
setzung von **Herbert Frhr. Grote**. (128 S.) 1924. 6.60 Goldmark

**Untersuchungen über das Wärmeisolierungsvermögen
von Baukonstruktionen.** Von Prof. **H. Kreüger**, Stockholm und

Architekt **A. Eriksson**. Aus dem Schwedischen übersetzt von **Herbert
Frhr. Grote**. Mit 55 Abbildungen. (73 S.) 1923. 2 Goldmark

(Für Schweden 4 Kronen)

Thermosbau. Konstruktionsgrundlagen und Anwendungen. Von Zivil-

ingenieur **H. Pohlmann**, Hamburg. Mit 91 Textfiguren. (96 S.) 1921.
3 Goldmark

**Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Kon-
struktionsmaterialien.** Von Dr.-Ing. **C. Bach** und **B. Baumann**,

Professoren an der Technischen Hochschule Stuttgart. Zweite, stark ver-
mehrte Auflage. Mit 936 Figuren. (194 S.) 1921. Gebunden 15 Goldmark

Elastizität und Festigkeit. Die für die Technik wichtigsten Sätze

und deren erfahrungsmäßige Grundlage. Von **C. Bach** und **R. Baumann**.
Neunte, vermehrte Auflage. Mit in den Text gedruckten Abbildungen,
2 Buchdrucktafeln und 25 Tafeln in Lichtdruck. (715 S.) 1924.

Gebunden 24 Goldmark

C. W. Kreidel's Verlag in München

**Das Holz als Baustoff, sein Wachstum und seine An-
wendung zu Bauverbänden.** Von Geh. Reg.-Rat Prof. **Gustav**

Lang. Mit zahlreichen Bildern aus dem Bauingenieurlaboratorium und zwei
Beilagen. Mit 1 Bildnis. (416 S.) 1915. 10 Goldmark

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung von Fachleuten herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. **M. Foerster**, Dresden. Vierte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3193 Textfiguren. In zwei Teilen. (2415 S.) 1921. Gebunden 16 Goldmark

Kompendium der Statik der Baukonstruktionen. Von Privatdozent Dr.-Ing. **I. Pirlet**, Aachen. In zwei Bänden.

Zuerst erschien:

Zweiter Band: **Die statisch unbestimmten Systeme.** In vier Teilen.

I. Teil: **Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme.** Die Untersuchung elastischer Formänderungen. Die Elastizitätsgleichungen und deren Auflösung. Mit 136 Textfiguren. (218 S.) 1921. 6.50 Goldmark; gebunden 8.50 Goldmark

II. Teil: **Berechnung der einfacheren statisch unbestimmten Systeme.** Grade Balken mit Endenspannungen und mehr als zwei Stützen. — Einfache Rahmengebilde. — Zweigelenkbogen. — Gewölbe. — Armierte Balken. Mit 298 Textfiguren. (322 S.) 1923. 8.50 Goldmark; gebunden 10 Goldmark

In Vorbereitung befinden sich:

III. Teil: **Die hochgradig statisch unbestimmten Systeme.** Durchlaufende Träger auf starren und elastischen Stützen. Fachwerke mit starren Knotenpunktverbindungen. — Stockwerkrahmen. — Vierendeelträger und verwandte Rahmengebilde.

IV. Teil: **Das statisch unbestimmte Fachwerk.** Aufgaben des Brücken- und Eisenhochbaues.

Erster Band: **Die statisch bestimmten Systeme.** Vollwandige Systeme und Fachwerke.

Kostenberechnung im Ingenieurbau. Von Dr.-Ing. **Hugo Ritter**. (120 S.) 1922. 3.40 Goldmark

Kalkulation und Zwischenkalkulation im Großbaubetriebe. Gedanken über die Erfassung des Wertes kalkulativer Arbeit und deren Zusammenhänge. Von **Rudolf Kundgraber**. Mit 4 Abbildungen. (62 S.) 1920. 2.50 Goldmark

Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen. Ein Beitrag zur Erleichterung der Kostenanschläge für Bauingenieure mit zahlreichen Tabellen der Hauptabmessungen der gangbarsten Großgeräte. Von Dipl.-Ing. Dr. **Georg Garbotz**, Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt. Mit 23 Textabbildungen, (128 S.) 1922. 4.20 Goldmark

Über Kostenberechnung im Tiefbau unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten. Von Dr.-Ing. **Heinrich Eckert**. Mit 5 Abbildungen im Text und 96 Tabellen. (124 S.) 1925. 6 Goldmark; gebunden 7 Goldmark

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Der Bauingenieur

Zeitschrift für das gesamte Bauwesen

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des
Deutschen Beton-Vereins

Organ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen

mit Beiblatt

Die Baunormung

Mitteilungen des NDI

Herausgegeben von

Professor Dr.-Ing. e. h. **M. Foerster**, Dresden, Professor Dr.-Ing. **W. Gehler**, Dresden, Professor Dr.-Ing. **E. Probst**, Karlsruhe, Dr.-Ing. **W. Petry**, Oberkassel, Dipl.-Ing. **W. Rein**, Berlin

Erscheint monatlich zweimal

Vierteljährlich 6 Goldmark zuzüglich Porto

Der Bauingenieur, der sich durch die gemeinschaftliche Arbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, des Deutschen Beton-Vereins und des Deutschen Eisenbau-Verbandes, deren offizielles Organ er ist, zu der führenden Zeitschrift für das gesamte Bauingenieurwesen entwickelt hat, und im In- und Auslande reiche Anerkennung fand, behandelt sämtliche Gebiete der Bauwissenschaften unter Berücksichtigung folgender Gesichtspunkte: Planmäßige Erzeugung und wirtschaftliche Ausnützung der Baustoffe, Sparsamkeit und Wirtschaftlichkeit bei der Herstellung von Bauwerken des Hochbau- und Bauingenieurwesens mit gleichzeitiger Sicherheit und befriedigender äußerlicher Gestaltung, Zusammenarbeit von Bauingenieuren und Architekten, Erhöhung der Wirtschaftlichkeit durch Normung der Einzelteile.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen erhalten bei direkter Bestellung beim Verlag einen Vorzugspreis.