

INGE NIEUR HOLZ BAU

H. J. Blaß
C. Sandhaas

GRUNDLAGEN DER BEMESSUNG



Scientific
Publishing

Hans Joachim Blaß, Carmen Sandhaas

Ingenieurholzbau

Grundlagen der Bemessung

Ingenieurholzbau

Grundlagen der Bemessung

von

Hans Joachim Blaß

Carmen Sandhaas

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark of Karlsruhe
Institute of Technology. Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



*This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed
under the Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 DE License
(CC BY-SA 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/>*



*The cover page is licensed under the Creative Commons
Attribution-No Derivatives 3.0 DE License (CC BY-ND 3.0 DE):
<http://creativecommons.org/licenses/by-nd/3.0/de/>*

Print on Demand 2016

ISBN 978-3-7315-0512-9

DOI 10.5445/KSP/1000054023

Vorwort

Die Bemessung von Tragwerken aus Holz erfordert vertiefte Kenntnisse und ein grundlegendes Verständnis von Holz und Holzwerkstoffen als moderne und nachhaltige Baustoffe, von Bauteilen und Tragsystemen aus Holz sowie von tragenden Verbindungen in Holzkonstruktionen oder zwischen Holz und anderen Baustoffen. Der Tragwerksentwurf und die Dimensionierung von Holzkonstruktionen können zwar nicht losgelöst von Bemessungsregeln in Normen gesehen werden, ein alleiniges Anwenden von Bemessungsnormen wird allerdings nicht zu erfolgreichen und wirtschaftlichen Konstruktionen führen. Dieses Buch soll daher zum tieferen Verständnis der Grundlagen der Bemessung von Tragwerken des Ingenieurholzbaus beitragen.

Ein erster Ansatz zur Erläuterung der Bemessungsregeln des Eurocode 5 wurde 1995 mit den Büchern der STEP-Reihe, **Structural Timber Education Programme**, gemacht. STEP wurde von etwa 50 Autoren aus 14 europäischen Ländern erarbeitet und zielte auf die Ausbildung von Studierenden des Ingenieurholzbaus sowie auf die Weiterbildung von Tragwerksplanern in den beteiligten europäischen Ländern. Seit der Herausgabe der STEP-Bücher hat sich das Wissen in den Bereichen Baustoffe, Tragsysteme und Verbindungen des Holzbaus deutlich erweitert. Dies spiegelt sich auch in den entsprechenden Regeln des Eurocode 5 wieder. Das vorliegende Buch greift die Idee von STEP auf und entwickelt sie weiter zu einem auf die nationale Situation bezogenen Lehrbuch für den Ingenieurholzbau. Dazu wurde das Thema Ingenieurholzbau einerseits mit zusätzlichen Beiträgen vervollständigt, andererseits wurden einige ursprüngliche STEP-Beiträge nicht wieder aufgenommen, da sie nur einen geringen Bezug zum Holzbau im deutschsprachigen Raum aufwiesen. Die Beiträge zu einzelnen Themen wurden gegenüber den ursprünglichen STEP-Büchern erweitert, vertieft und aktualisiert. Herleitungen zu einzelnen Themen wurden in einem Anhang aufgenommen. Die Autoren der damaligen STEP-Beiträge werden an den entsprechenden Stellen genannt. Bei der Überarbeitung und Ergänzung verschiedener Beiträge haben die wissenschaftlichen Mitarbeiter des KIT Holzbau und Baukonstruktionen engagiert mitgearbeitet.

Ein solch umfangreiches Buch wird nicht ohne Fehler sein. Sollten Sie als Leser Fehler finden, freuen wir uns über entsprechende Hinweise, damit diese Fehler in folgenden Auflagen korrigiert werden können.

Hans Joachim Blaß und Carmen Sandhaas

Allgemeiner Hinweis: Normen und weitere Regelwerke sind meist undatiert zitiert, da sie sich oft ändern.
Ausnahme: Auszüge aus Normen sind datiert, damit der Leser weiß, welche Ausgabe herangezogen wurde.
Für diese Ausgabe des Lehrbuchs wurden die DIN EN 1995-1-1:2010, DIN EN 1995-1-1/A2:2014 und DIN EN 1995-1-1/NA:2013 berücksichtigt.

Inhaltsverzeichnis

A	Einleitung	1
A1	Regelwerke in Deutschland.....	3
A2	Nachhaltigkeit.....	11
B	Material Holz.....	19
B1	Holzanatomie	21
B2	Holzphysik.....	37
B3	Holzbildung und Holzmerkmale	53
B4	Dauerhaftigkeit.....	75
B5	Holztrocknung und Festigkeitssortierung.....	85
B6	Holzprodukte	99
C	Grundlagen der Bemessung.....	133
C1	Sicherheitskonzept.....	135
C2	Einwirkungen auf Tragwerke	145
D	Bauteile und Tragsysteme	159
D1	Grundbeanspruchungen	161
D2	Stabilität	177
D3	Einfluss des Volumens und der Spannungsverteilung.....	195
D4	Bauteile mit veränderlichem Querschnitt oder gekrümmter Form	205
D5	Unverstärkte Ausklinkungen und Durchbrüche.....	219
D6	Zusammengesetzte, geklebte Bauteile	233
D7	Nachgiebig verbundene Biegeträger und Brettsper Holzbauteile	249
D8	Verstärkungen	263
D9	Aussteifungen.....	279
D10	Holz-Beton-Verbund	309
D11	Systemfestigkeit	317

E Verbindungen323

E1	Verbindungen im Holzbau.....	325
E2	Johansen-Modell.....	347
E3	Nagel- und Klammerverbindungen.....	365
E4	Bolzen- und Stabdübelverbindungen.....	375
E5	Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben.....	383
E6	Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart.....	393
E7	Nagelplatten.....	407
E8	Blechformteile.....	417
E9	Kontaktverbindungen.....	423
E10	Eingeklebte Stahlstäbe.....	435
E11	Queranschlüsse.....	441
E12	Verstärkte Verbindungen.....	459
E13	Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln.....	477
E14	Biegesteife Verbindungen.....	491
E15	Mehrschnittige Verbindungen.....	509

F Gebrauchstauglichkeit515

F1	Durchbiegungen.....	517
F2	Schwingungen.....	525

G Außergewöhnliche Beanspruchungen und Ergänzungen.....535

G1	Brandverhalten und Brandschutzbemessung.....	537
G2	Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchungen.....	561
G3	Erdbebentaugliche Konstruktionsdetails.....	573
G4	Schäden an Hallentragwerken.....	585

Anlagen.....609

Anlage 1:	Dynamischer Elastizitätsmodul.....	611
Anlage 2:	Spannungsinteraktionen.....	613
Anlage 3:	Elastische Knicklast und Knicklängen.....	619
Anlage 4:	Herleitungen Kippen.....	623
Anlage 5:	Nachgiebig verbundene Träger.....	629
Anlage 6:	Herleitung Johansen-Gleichungen.....	639

A

Einleitung

A1 Regelwerke in Deutschland

Autor: Rainer Görlacher

Die Hauptaufgabe der Bauaufsicht ist die Abwehr von Gefahren für die Öffentlichkeit, die sich aus dem Baugeschehen ergeben. Die Rahmenbedingungen für das Errichten, das Verändern oder den Abbruch baulicher Anlagen unterliegen in Deutschland seit dem 19. Jahrhundert der Hoheit der Länder. Einzelne Aufgaben wurden jedoch in einem Abkommen (DIBt-Abkommen) auf das Deutsche Institut für Bautechnik übertragen. Durch diese Aufteilung der Zuständigkeiten und durch die europäischen Regeln, die in Deutschland umgesetzt werden müssen, ist die derzeitige Gesetzeslage für den Tragwerksplaner nicht immer einfach zu durchschauen.

Im folgenden Beitrag wird eine Übersicht (mit Fundstellen im Internet) über diejenigen Regelwerke gegeben, die für den Tragwerksplaner relevant sind. Es ist zu beachten, dass sich die Regelungen auf nationaler und europäischer Ebene häufig ändern. Dieser Beitrag kann mit der Geschwindigkeit dieser Änderungen nicht Schritt halten, und es werden dementsprechend nur grundsätzliche Zusammenhänge erläutert. Dem Tragwerksplaner wird geraten, den aktuellen Stand der Regelungen (insbesondere die aktuelle Liste der technischen Baustimmungen, Abschnitt A1.2, und die aktuellen Bauregellisten, Abschnitt A1.3) auf den angegebenen Informationsseiten zu kontrollieren.

A1.1 Musterbauordnung und Landesbauordnungen

Die Grundlage des Handelns der Bauaufsicht ist die Bauordnung des jeweiligen Bundeslandes. Diese Landesbauordnungen (LBOs) folgen im Wesentlichen der gemeinsam erarbeiteten Musterbauordnung (MBO). Die Musterbauordnung sowie die Musterverordnungen der ARGEBAU können auf der Homepage der ARGEBAU (www.is-ergebau.de; dort: Mustervorschriften/Mustererlasse/Bauaufsicht/Bautechnik) eingesehen und heruntergeladen werden. Die Musterbauordnung sowie die Muster-Verordnungen sind keine Gesetze, sondern Orientierungsrahmen für die Bauordnungsgesetzgebung der Länder. Aus Gründen der Vereinfachung und Übersichtlichkeit wird jedoch häufig auf die Musterregelungen Bezug genommen, die im Bereich der Bauprodukte und Bauarten weitgehend einheitlich in den Ländern übernommen sind. Trotzdem sind immer die Regelungen der jeweiligen Länder zu beachten.

Im § 3 der LBOs sind die allgemeinen Anforderungen an ein Bauwerk aufgeführt:

(1) Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden.

(2) Bauprodukte und Bauarten dürfen nur verwendet werden, wenn bei ihrer Verwendung die baulichen Anlagen bei ordnungsgemäßer Instandhaltung während einer dem Zweck entsprechenden angemessenen Zeitdauer die Anforderungen dieses Gesetzes oder aufgrund dieses Gesetzes erfüllen und gebrauchstauglich sind.

(3) Die von der obersten Bauaufsichtsbehörde durch öffentliche Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen eingeführten technischen Regeln sind zu beachten.

Aus diesen allgemeinen Anforderungen an ein Bauwerk ergeben sich für den Tragwerksplaner folgende zu beachtenden Vorschriften:

- Für den Standsicherheitsnachweis muss er technische Regeln beachten. Diese finden sich in der Liste der technischen Baubestimmungen der Länder (LTB).
- Bauprodukte und Bauarten, die in baulichen Anlagen verwendet werden dürfen, sind in der sog. Bauregelliste A, B sowie C aufgeführt.

A1.2 Technische Baubestimmungen

Die Liste der technischen Baubestimmungen (LTB) der Länder wird auf der Grundlage einer Musterliste (M-LTB) von jedem Land gesondert bekannt gemacht. Daher sind geringfügige inhaltliche Abweichungen zwischen den Listen der einzelnen Länder möglich. Die einzelnen Listen erscheinen auch nicht zeitgleich. Das Deutsche Institut für Bautechnik hat die Aufgabe, im Auftrag der Länder die Einführung vorzubereiten (<https://www.dibt.de/de/Geschaeftsfelder/BRL-TB.html>):

- Teil I: Technische Regeln für die Planung, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen und ihrer Teile.
- Teil II: Anwendungsregelungen für Bauprodukte und Bausätze nach europäischen technischen Zulassungen und harmonisierten Normen nach der Bauproduktenrichtlinie.
- Teil III: Anwendungsregelungen für Bauprodukte und Bausätze nach europäischen technischen Zulassungen und harmonisierten Normen nach der Bauproduktenrichtlinie im Geltungsbereich von Verordnungen nach § 17 Abs. 4 und § 21 Abs. 2 MBO. Dieser Teil betrifft die Verordnung zur Feststellung der wasserrechtlichen Eignung von Bauprodukten und Bauarten durch Nachweise nach der Musterbauordnung (WasBau-PVO) und wird im Folgenden nicht weiter ausgeführt.

Der auf der Homepage des DIBt gegebene Teil I ist eine Mustervorlage; die Regelungen der Länder können von dieser Vorlage abweichen. Die Teile II und III hingegen sind keine Muster und enthalten die in Deutschland gültigen Anwendungsregelungen. Die Regelungen des Landes Baden-Württemberg können auf der Homepage des Ministeriums für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft gefunden werden.

(<http://um.baden-wuerttemberg.de/de/umwelt/berg-und-baurechtsbehoerde/bautechnik-und-bauoekologie/technische-baubestimmungen/>).

Teil I

Die technischen Regeln für die Planung, Bemessung und Konstruktion sind in der Regel Normen (national oder europäisch), die durch die Aufnahme in die LTB bauaufsichtlich eingeführt werden. In einigen Fällen (z. B. technische Regeln zum Gesundheitsschutz oder technische Regeln zum Brandschutz) können auch Richtlinien bauaufsichtlich eingeführt werden.

Für den Holzbau wird im Teil I der LTB der EC 5 (DIN EN 1995) mit seinen Teilen,

- Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau,
- Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall,
- Teil 2: Brücken.

bauaufsichtlich eingeführt.

Hinzu kommen noch die jeweiligen Nationalen Anhänge (NA), die national festzulegende Parameter (Nationally determined parameters, NDP, wie z. B. Teilsicherheitsbeiwerte oder Klassen der Lasteinwirkungsdauer) regeln. In den NAs sind auch ergänzende, nicht widersprechende Angaben (non contradictory complementary information NCI) enthalten. Eine Änderung des Inhalts von europäischen Normen durch die Mitgliedstaaten ist nicht möglich.

Bei Anwendung des EC 5 sind aber noch weitere Bestimmungen, die sich in den Anlagen der LTB befinden, zu beachten. Dies sind für den EC 5 die Anlagen 2.5/1E und 2.5/2, in denen Regelungen angegeben sind, die für die Verwendung von Bauprodukten nach harmonisierten Normen in Holzbauwerken zu beachten sind. Hier wird auf Anwendungsnormen (DIN V 20000-X) verwiesen, die bei Verwendung bestimmter Bauprodukte nach harmonisierten Normen zusätzlich gelten. Weiterhin kann aber auch die Verwendung bestimmter Bauprodukte nach harmonisierten Normen ausgeschlossen sein.

Beispiele hierfür:

- Für Holzwerkstoffe gilt die harmonisierte Norm EN 13986:2004, die auch in der Bauregelliste des DIBT (siehe nächsten Abschnitt) geführt ist. Bei der Verwendung von Holzwerkstoffen nach EN 13986 ist jedoch in Deutschland die zugehörige Anwendungsnorm DIN V 20000-1:2005 zusätzlich zu beachten.
- Für stiftförmige Verbindungsmittel (Nägel, Schrauben, Stabdübel) gilt die harmonisierte Norm EN 14592:2008, die auch in der Bauregelliste des DIBT (siehe nächsten Abschnitt) geführt ist. Anlage 2.5/1E gibt jedoch an, dass diese Norm nur für Bolzen, Stabdübel und glattschaftige Nägel gilt und für andere Verbindungsmittel noch bauaufsichtliche Zulassungen erforderlich sind (Anmerkung: hier wird jedoch eine Anwendungsnorm DIN V 20000-6 erarbeitet).

Schließlich wird in der Liste der Technischen Baubestimmungen Teil 1 für den Holzbau auch die

- DIN 1052-10: Herstellung und Ausführung von Holzbauwerken - Teil 10:
Ergänzende Bestimmungen

bauaufsichtlich eingeführt. Diese Norm war erforderlich, da EC 5 und die dazu gehörenden Referenznormen nicht alle, bisher in DIN 1052 geregelten Anwendungen enthält (u. a. beharte Klammern, Gewindestangen, Stahlstäbe mit Holzgewinde), bzw. die europäischen Produktnormen nicht die in Deutschland bauaufsichtlich geforderten Festlegungen enthalten (z. B. Nachweis der Eignung zum Kleben durch eine anerkannte Prüfstelle).

Teil II

Seit dem 01.07.2013 gilt die europäische Bauproduktenverordnung, die das Zertifizierungsverfahren für Bauprodukte und Bausätze regelt. Im Vergleich zur bis zum 30.06.2013 gültigen Bauproduktenrichtlinie haben sich einige Verfahren geändert. So gibt es keine Leitlinien, sog. ETAGs, mehr und ohne Leitlinien, über sog. CUAPs, können keine Bauprodukte und Bausätze mehr zugelassen werden. Die alten ETAGs gehen in die neuen europäischen Bewertungsdokumente (European Assessment Document EAD) über; noch bestehende europäische technische Zulassungen (European technical approval ETA, ob mit oder ohne Leitlinie erstellt) sind bis Ablauf ihrer Geltungsdauer weiterhin gültig.

Bei den Anwendungsregelungen für Bauprodukte und Bausätze nach europäischen technischen Bewertungen (European Technical Assessment ETA) und harmonisierten Normen nach der Bauproduktenverordnung verweist die LTB der Länder direkt auf die Liste der Technischen Baubestimmungen, die in den „DIBt Mitteilungen – Amtliche Mitteilungen“ veröffentlicht wird (www.bauministerkonferenz.de oder www.dibt.de). Die Anwendungsregeln im Teil II sind nach der Vorgehensweise bei der Erstellung der Regeln gegliedert:

- Anwendungsregelungen für **Bauprodukte** im Geltungsbereich von europäischen Bewertungsdokumenten für europäische technische Bewertungen bzw. für Bauprodukte mit europäischer technischer Zulassung, die nach einer Leitlinie vor dem 01.07.2013 erteilt wurden.
- Anwendungsregelungen für **Bausätze** im Geltungsbereich von europäischen Bewertungsdokumenten für europäische technische Bewertungen bzw. für Bausätze mit europäischer technischer Zulassung, die nach einer Leitlinie vor dem 01.07.2013 erteilt wurden.
- Anwendungsregelungen für **Bauprodukte**, für die europäische technische Zulassungen **ohne** Leitlinie vor dem 01.07.2013 erteilt wurden.
- Anwendungsregelungen für **Bausätze**, für die europäische technische Zulassungen **ohne** Leitlinie vor dem 01.07.2013 erteilt wurden.
- Anwendungsregelungen für **Bauprodukte** nach **harmonisierten Normen**.

Ein Anwender, der in den technischen Baubestimmungen Anwendungsregeln finden will, muss also wissen, ob es sich um ein Bauprodukt oder einen Bausatz handelt und er muss wissen, ob die ETA nach einem europäischen Bewertungsdokument oder aber vor dem 01.07.2013 aufgrund einer Leitlinie (ETAG) oder ohne Leitlinie (CUAP) entstanden ist. Schließlich gibt es auch Bauprodukte, die harmonisierten Normen entsprechen.

Für europäisch geregelte Bauprodukte (durch ETAs oder durch harmonisierte Normen), die hier nicht aufgeführt sind, gibt es keine zusätzlichen Anwendungsregeln und sie können, wenn sie in der Bauregelliste (siehe nächster Abschnitt) aufgeführt sind und unter Berücksichtigung von eventuell vorhandenen Anwendungsnormen (DIN 20000-X), die im Teil I aufgeführt sind, verwendet werden.

A1.3 Bauregellisten

Die MBO regelt in § 17 die Verwendung von Bauprodukten. Bauprodukte müssen einer der folgenden Spezifikationen entsprechen und gekennzeichnet sein:

National

- Geregelte Bauprodukte nach Bauregelliste A Teil 1 (dies sind Produkte, für die es technische Regeln (Normen) gibt).
- Nicht geregelte Bauprodukte, für die folgendes notwendig ist:
 - eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder
 - ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis (Bauregelliste A, Teil 2) oder
 - eine Zustimmung im Einzelfall.

Ausgenommen sind Bauprodukte, die für die Erfüllung der Anforderungen dieses Gesetzes oder aufgrund dieses Gesetzes nur eine untergeordnete Bedeutung haben und die das Deutsche Institut für Bautechnik im Einvernehmen mit der obersten Bauaufsichtsbehörde in einer Liste C öffentlich bekannt gemacht hat.

Für geregelte Bauprodukte gibt es technische Regeln (Normen), mit denen das Bauprodukt übereinstimmen muss. Weicht ein Bauprodukt wesentlich von den technischen Regeln ab, bzw. gibt es hierfür keine technische Regel, kann für diese Produkte eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erteilt werden (Zulassungsverzeichnisse für den Holzbau: https://www.dibt.de/de/Fachbereiche/Referat_15.html).

Falls die Verwendung der Bauprodukte nicht der Erfüllung erheblicher Anforderungen an die Sicherheit baulicher Anlagen dient bzw. falls die Anforderungen durch allgemein anerkannte Prüfverfahren beurteilt werden können, genügt anstelle der allgemeinen bauaufsichtlichen **Zulassung** ein allgemeines bauaufsichtliches **Prüfzeugnis**. Diese Bauprodukte sind in der Bauregelliste A, Teil 2 und für Bauarten im Teil 3 aufgeführt. Schließlich ist, wenn alle o. a. Voraussetzungen nicht erfüllt sind, für eine Verwendung von Bauprodukten in einem bestimmten Bauwerk auch eine Zustimmung im Einzelfall möglich.

Europäisch

Bauprodukte nach Bauregelliste B:

- Bauprodukte im Geltungsbereich harmonisierter Normen nach der Bauproduktenverordnung.
- Bauprodukte im Geltungsbereich von europäischen Bewertungsdokumenten für europäische technische Bewertungen (ETA).
- Bauprodukte, für die europäische technische Zulassungen vor dem 01.07.2013 mit oder ohne Leitlinie erteilt wurden.

Wichtig für alle europäisch geregelten Bauprodukte ist der Hinweis in Anlage 01 der Bauregelliste: „Es gelten die in den Landesbauordnungen und in den Vorschriften aufgrund der Landesbauordnungen vorgegebenen Stufen, Klassen und Verwendungsbedingungen“. Dies bedeutet, dass für ein europäisch geregeltes Bauprodukt in Deutschland oftmals zusätzliche Regelungen gelten, die man aus den LBOs bzw. LTBs (bzw. ihrem Anhang) entnehmen muss. Die aktuellen Bauregellisten werden auf der Homepage des DIBt veröffentlicht: <https://www.dibt.de/de/Geschaeftsfelder/BRL-TB.html>

Liegen keine zusätzlichen Regelungen vor, so können Bauprodukte, für die eine ETA erteilt wurde, in Deutschland verwendet werden, auch wenn sie nicht explizit in der Bauregelliste B aufgeführt sind. Ein Überblick über erteilte und gültige ETAs findet sich auf der Seite der EOTA: <http://valideta.eota.eu/pages/valideta/>

A1.4 Kennzeichnung

Nach Landesbauordnung § 22 Übereinstimmungsnachweis bedürfen Bauprodukte einer Bestätigung ihrer Übereinstimmung mit den technischen Regeln, den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen, den allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnissen oder den Zustimmungen im Einzelfall; als Übereinstimmung gilt auch eine Abweichung, die nicht wesentlich ist. Dabei sind national geregelte (A, Teil 1) und nicht geregelte (A, Teil 2) Bauprodukte mit einem Ü-Zeichen (Übereinstimmungszeichen) gekennzeichnet, siehe Bild A1-1 links. Aus diesem Zeichen geht hervor, mit welcher technischen Spezifikation (Norm oder Zulassung) das Bauprodukt übereinstimmt und welcher Übereinstimmungsnachweis (Erklärung des Herstellers oder Zertifikat einer anerkannten Zertifizierungsstelle) vorliegt. Aus einem CE Kennzeichen, Bild A1-1 rechts, geht hervor, mit welcher harmonisierten europäischen Norm oder ETA das Bauprodukt übereinstimmt und die Bezugsnummer der **Leistungserklärung** wird gegeben. In der Leistungserklärung werden alle für den Planer notwendigen Werte angegeben, z. B. die charakteristischen Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften von Holzprodukten, aber auch Formaldehyd-Emissionswerte bei geklebten Produkten. Bild A1-2 und Bild A1-3 geben jeweils ein Beispiel für ein Ü- und ein CE-Zeichen.

<p>Ü- Kennzeichnung gemäß der Übereinstimmungsverordnungen der Bundesländer (z. B. ÜZVO)</p> <p style="text-align: center;">Ü</p> <p>Buchstabe „Ü“</p> <p>Hersteller und Herstellwerk oder Lieferant und Herstellwerk</p> <p>Technische Spezifikation und wesentliche Merkmale</p> <p>Zeichen der Zertifizierungsstelle (nur bei zertifizierungspflichtigen Bauprodukten)</p>	<p>CE- Kennzeichnung gemäß der europäischen Bauproduktenverordnung (CPR)</p> <p style="text-align: center;">CE</p> <p>Buchstaben „CE“</p> <p>Hersteller (Name und registrierte Anschrift oder ein Kennzeichen)</p> <p>Letzten beiden Ziffern des Jahres, in dem die CE-Kennzeichnung zuerst angebracht wurde</p> <p>Eindeutiger Kenncode des Produkttyps</p> <p>Bezugsnummer der Leistungserklärung (DoP-Nr.)</p> <p>Erklärte Leistung nach Stufe oder Klasse</p> <p>Technische Spezifikation</p> <p>Kennnummer der notifizierten Stelle (falls für das Bauprodukt erforderlich)</p> <p>Verwendungszweck (in technischer Spezifikation festgelegt)</p>
--	--

Bild A1-1 Rechts: Ü-Zeichen. Links: CE-Zeichen.

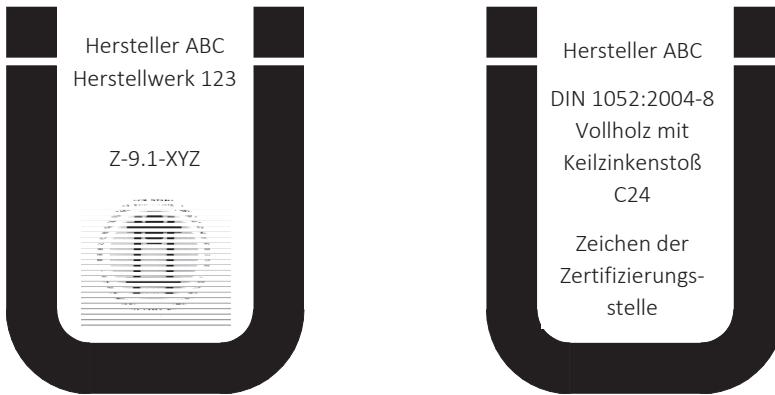


Bild A1-2 Beispiel für ein Ü-Zeichen, technische Spezifikation ist allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (links) oder nationale Norm (rechts).



Bild A1-3 Beispiel für eine CE-Kennzeichnung.

A2 Nachhaltigkeit

Originalbeitrag: T. Vihavainen

Eine zunehmend wichtige Fragestellung rund um die Verwendung von Holz im Bauwesen ist die Nachhaltigkeit von Holz und Holzprodukten. Holz als nachwachsender Rohstoff hat einen großen Vorteil im Vergleich zu alternativen Baumaterialien. Zum einen wird bei der Bildung von Biomasse (z. B. Blätter, Holz) der Luft durch die Photosynthese CO_2 entzogen, Kohlenstoff (C) in die Biomasse eingebaut und Sauerstoff (O) an die Luft abgegeben. Dieser Effekt macht Bauholz zu einem CO_2 -neutralen Baustoff; erst beim Abbau der Biomasse durch Verbrennen des Holzes oder Verrotten im Wald wird wieder genauso viel CO_2 freigegeben wie ursprünglich aufgenommen wurde. Ein weiterer Vorteil ist, dass Holz bei der Aufbereitung zu Bauprodukten viel weniger Primärenergie im Vergleich zu anderen Materialien erfordert. Holz wächst natürlich, muss nicht hergestellt werden und ist leicht bearbeitbar im Vergleich zu z. B. Stahl oder Aluminium. Bild A2-1 zeigt das Verhältnis des Primärenergieverbrauchs, der zur Herstellung eines Kubikmeters Baustoff aus verschiedenen Rohstoffen nötig ist. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass durch andere mechanische Eigenschaften zum Teil größere Querschnittsmaße und damit ein größeres Volumen nötig sind, um Tragwerke aus Holz im Vergleich zu Tragwerken aus Stahl oder Beton zu realisieren. Bei anderen physikalischen Eigenschaften wie der Wärmeleitung hat Holz wiederum einen Vorteil gegenüber Stahl mit einer niedrigen Wärmeleitfähigkeit λ zwischen 0,13 und 0,20 W/(m·K) (Stahl: $\lambda = 60$ W/(m·K)).

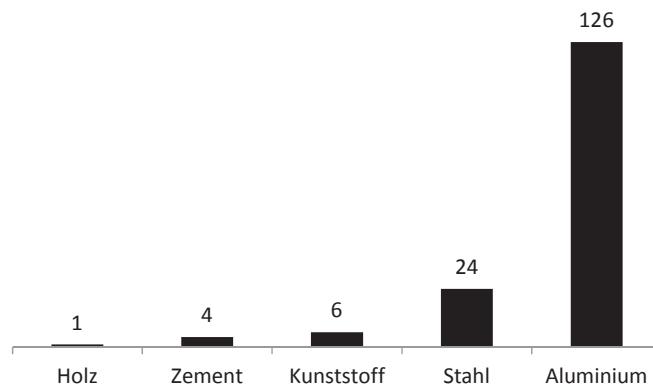


Bild A2-1 Verhältnis des Primärenergieaufwandes für die Herstellung von einem Kubikmeter Baustoff. (Forstabsatzfonds: Ich, der Wald, bin mehr als Sie denken, Bonn, 1994)

A2.1 Lebenszyklusanalyse – Life Cycle Analysis (LCA)

Es gibt viele verschiedene Definitionen der Nachhaltigkeit. Die ursprüngliche Definition der Nachhaltigkeit stammt von Hans Carl von Carlowitz, der bereits 1713 forderte, dass „nur so viel Holz aus dem Wald entnommen wird, wie auch nachwächst“. Verschiedene Aspekte sind heute zu betrachten, wenn die Nachhaltigkeit eines Systems bewertet werden soll. Am Beispiel Wald werden soziokulturelle Aspekte wie der Naherholungswert des Waldes, ökonomische Aspekte wie der Geldwert des Holzes und ökologische Aspekte wie die Erhaltung der Biodiversität betrachtet. Am Beispiel der Bewertung der Nachhaltigkeit eines Gebäudes wird deutlich, wie komplex diese Aufgabenstellung ist. Es sind nicht nur alle verwendeten Materialien einschließlich ihrer Produktion sowie das Errichten des Gebäudes hinsichtlich des Energieverbrauchs und der Emissionen zu berücksichtigen, auch die Aufwendungen während der Nutzungszeit, zum Beispiel die benötigte Heizenergie, gehen mit in die Bewertung ein. Nach Ablauf der Nutzung wird das Gebäude abgerissen, und das entstehende Material wird teils stofflich wiederverwendet oder der Energiegewinnung zugeführt. Auch für diese Aspekte müssen Bilanzen für eine Nachhaltigkeitsbewertung erstellt werden. Darüber hinaus beziehen sich alle oben genannten Punkte lediglich auf die ökologischen Aspekte, erstellen also eine Ökobilanz des betrachteten Gebäudes. Um eine komplette Nachhaltigkeitsbewertung durchzuführen, müssen noch Kriterien zur wirtschaftlichen und soziokulturellen Nachhaltigkeit festgesetzt werden. Denkbare ökonomische Kriterien wären beispielsweise die Wertstabilität des Gebäudes oder die Kosten der verwendeten Produkte. Wohnkomfort, städtebauliche Einbindung des Gebäudes oder infrastrukturelle Kriterien wie Anbindung an den ÖPNV oder Supermarktnähe wären hingegen klassische soziokulturelle Aspekte einer Nachhaltigkeitsbetrachtung.

Im Rahmen dieses Kapitels ist lediglich der zuerst besprochene Teil einer Nachhaltigkeitsanalyse, die Ökobilanzierung, von Interesse. Eine solche Analyse von der Entstehung eines Systems bis zu seinem Zerfall nennt man Lebenszyklusanalyse, oder life cycle analysis, LCA. Bild A2-2 zeigt schematisch einen Lebenszyklus vom Rohmaterial über die Produktion, Bauphase und Nutzung bis zum Abriss und Recycling bzw. Energiegewinnung aus dem Abfallmaterial.

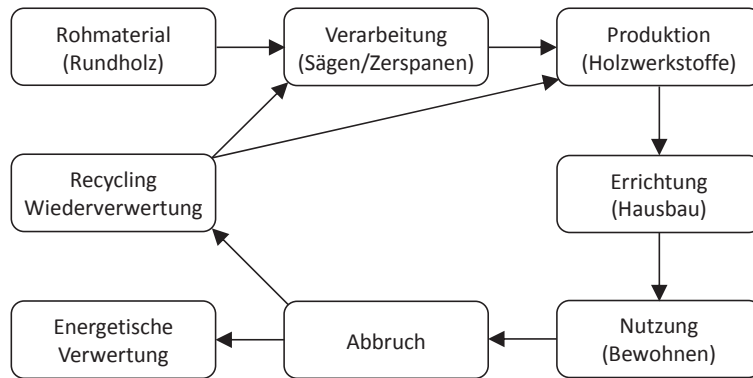


Bild A2-2 Lebenszyklus – life cycle. (Frühwald, 2007)

Eine Lebenszyklusanalyse besteht aus vier Schritten:

- **Definition der Systemgrenzen (goal and scope definition):**
Das Ziel und der Betrachtungsrahmen müssen festgelegt werden. Ist das Ziel die Betrachtung eines Einzelproduktes oder die Ökobilanz des Zusammenwirkens mehrerer einzelner Produkte? Wenn Produkte aus unterschiedlichen Materialien verglichen werden sollen, ist oft eine Betrachtung einer funktionellen Einheit aussagekräftiger. Auf einem Kilometer Stromleitung werden beispielsweise aus statischen/dynamischen Gründen mehr Strommasten aus Holz gesetzt werden als aus Stahl oder Beton. Ein anderes Beispiel ist die ökologische Bewertung der Herkunft des Holzes; beginnt man beim Ausbringen der Samen, bei der Ernte des Rundholzes oder erst nach dem Zuschnitt? Es gilt, dass die Systemgrenzen und Untersuchungsrahmen so aufgestellt sein müssen, dass die ermittelten Daten vergleichbar sind.
- **Sachbilanzierung (inventory analysis LCI):**
In der Sachbilanzierung werden alle Material- und Energieflüsse ermittelt. Der Ressourcenverbrauch (Rohstoffe, Hilfsstoffe, Energie, Wasser,...) und die Emissionen (Endprodukte, Nebenprodukte, Abfall, Luftemissionen,...) des betrachteten Systems werden zusammengestellt. Eine Sachbilanz wird meist für eine funktionelle Einheit, also per Kubikmeter oder Kilogramm Produkt, aufgestellt.
- **Wirkungsabschätzung (impact assessment LCIA):**
Die im vorherigen Schritt erhobenen Stoff- und Energieströme werden auf ihre Umweltauswirkung hin beurteilt, wobei verschiedene Wirkungskategorien betrachtet werden, die nach dem folgenden Schritt kurz vorgestellt werden.

- **Auswertung (interpretation):**
Die in Schritten 2 und 3 erworbenen Daten werden bewertet und Empfehlungen für die Auftraggeber werden formuliert. Dieser Schritt ist stark abhängig von der Qualität der verfügbaren Daten, weshalb die Datenqualität ebenfalls beurteilt werden muss. Mögliche Parameter hierzu sind Vergleichbarkeit, Vollständigkeit, Genauigkeit oder Konsistenz der erhobenen Daten.

Einige ausgewählte Kategorien der Wirkungsabschätzung sind:

- **Treibhauspotential, global warming potential GWP (in kg CO_2 -Äquivalent):**
Das GWP gibt an, wie viel eine bestimmte Menge eines Treibhausgases zum Treibhauseffekt beiträgt, der Vergleichswert ist Kohlendioxid, das CO_2 -Äquivalent. Meist wird die mittlere Erwärmungswirkung über 100 Jahre betrachtet. Alle in der Sachbilanzierung festgestellten Emissionen werden auf ihr GWP hin beurteilt und in CO_2 -Äquivalent umgerechnet.
- **Versauerungspotential, acidification potential AP (in kg SO_2 -Äquivalent):**
Alle Emissionen, die zur Versauerung beitragen, werden in Schwefeldioxid-Äquivalent umgerechnet.
- **Humantoxizität, human toxicity potential HTP (in kg Körpergewicht):**
Alle Emissionen mit Auswirkung auf die Gesundheit werden erfasst.
- **Photochemische Ozonbildung, photochemical ozone formation potential POFP (in kg C_2H_4 -Äquivalent):**
Zur Ozonbildung beitragende Emissionen werden in Ethylen-Äquivalent umgerechnet.
- **Überdüngung, eutrophication potential EP (in kg PO_4 -Äquivalent):**
Umrechnung der beitragenden Emissionen in Phosphat-Äquivalent.

Unter <http://www.nachhaltigesbauen.de/oekobaudat/> können komplette Lebenszyklusanalysen für verschiedene Baustoffe abgerufen werden, wobei bei solchen Angaben immer auf die Vergleichbarkeit der Daten geachtet werden sollte, denn nicht immer werden dieselben Systemgrenzen verwendet.

A2.2 Ökologische Bedeutung von Holz

Ungefähr 30% der weltweiten Landfläche sind bewaldet, wobei die tropischen Regenwälder und die borealen Nadelwälder zu den größten zusammenhängenden Landflächen gehören. Bild A2-3 zeigt eine Übersicht der weltweiten Waldflächen. Insgesamt gibt es weltweit 4 Milliarden Hektar Wald, wobei die fünf walddreichsten Länder über mehr als die Hälfte dieser Waldfläche verfügen (GUS, Brasilien, Kanada, USA und China. Quelle: FAO 2010). Die Wälder speichern insgesamt etwa 289 Gigatonnen CO_2 in ihrer Biomasse (FAO 2010). Dies ist ein wichtiger Beitrag der Wälder zur Kohlenstoffspeicherung, da CO_2 das wichtigste von Menschen produzierte Treibhausgas ist. Diese Speicherfunktion des Waldes wird als Kohlenstoffspeicher bezeichnet. Ein Urwald befindet sich im Gleichgewicht und gibt nur so viel Kohlenstoff ab, wie er aufnimmt. Die Größe der Speicherung hängt vom Waldtyp, von der Bodenbeschaffenheit (CO_2 -Speicherung im Boden) und der Bewirtschaftung ab. Wälder können Kohlenstoffsinken darstellen, wenn der Holzvorrat zunimmt, d. h. wenn mehr Holz zuwächst als geerntet wird. Als Kohlenstoffquelle werden Wälder bezeichnet, wenn mehr Holz geerntet wird als zuwächst, wenn netto also mehr Kohlenstoff freigesetzt als im nachwachsenden Holz gebunden wird.

Die Entwicklung der weltweiten Waldfläche zeigt (siehe Bild A2-4), dass die Waldfläche in Europa zunimmt (→ Kohlenstoffsenke), wenn auch verlangsamt, während die Waldflächen in Südamerika und Afrika weiterhin signifikant schwinden (→ Kohlenstoffquelle). Die hohe Zuwachsrate in Asien resultiert aus den großen Wiederaufforstungsprogrammen in China, während in den anderen asiatischen Ländern die Waldfläche schrumpft. Diese Tatsache bestärkt die Notwendigkeit, bei der Verwendung von Tropenhölzern verstärkt deren Herkunft zu kontrollieren, um sicherzustellen, dass das Holz auch tatsächlich aus nachhaltig bewirtschafteten Wäldern stammt.

Eine nachhaltige Bewirtschaftung gewährleistet, dass nicht nur die ökologische Wirkung der Holzernte so klein wie möglich gehalten wird (keine Flächenrodungen, Erhaltung der ökologischen Waldfunktion inklusive aller Tiere und anderer Pflanzenarten, Bewahrung ökologisch besonders wertvoller Wälder, Kontrollwerkzeuge zur Überwachung), sondern dass die Waldbewirtschaftung durch Einbindung der Waldbauern und der klaren Definition ihrer Besitzansprüche und Nutzungsrechte auch langfristig nachhaltig bleibt. Neben diesen sozialen Aspekten der nachhaltigen Waldwirtschaft spielen auch wirtschaftliche Aspekte wie gleichmäßige Verteilung der Erlöse aus dem Holzhandel und die Tatsache, dass sich die Waldbewirtschaftung generell wirtschaftlich tragen muss, eine Rolle. Durch eine nachhaltige Waldwirtschaft kann also der Wald als Kohlenstoffspeicher funktionsfähig gehalten werden. Durch effektive und nachhaltige Nutzung kann der Wald selbst eine Funktion als Kohlenstoffsenke übernehmen, wenn mehr Biomasse produziert als geerntet wird, wie es zum Beispiel in Europa der Fall ist.

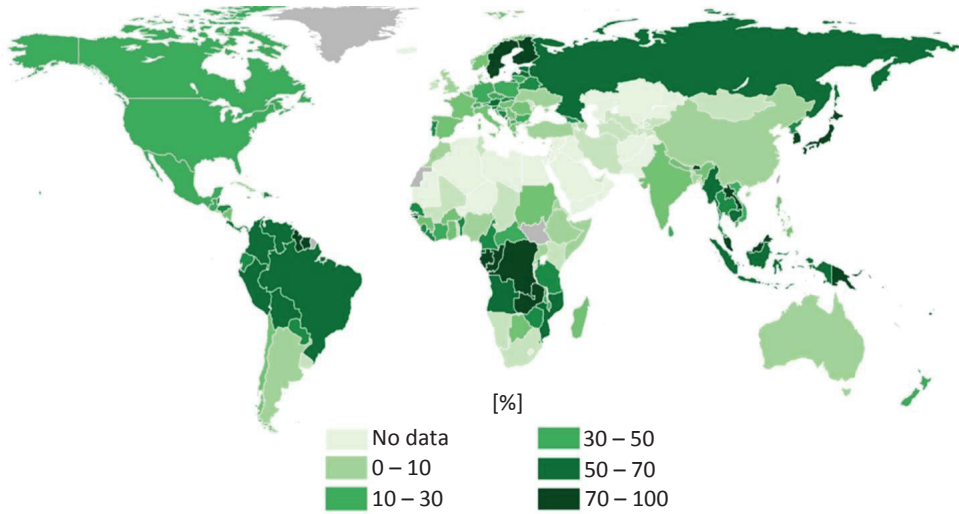


Bild A2-3 Verhältnis der Waldfläche zur Gesamtlandfläche pro Land. (FAO, 2010)

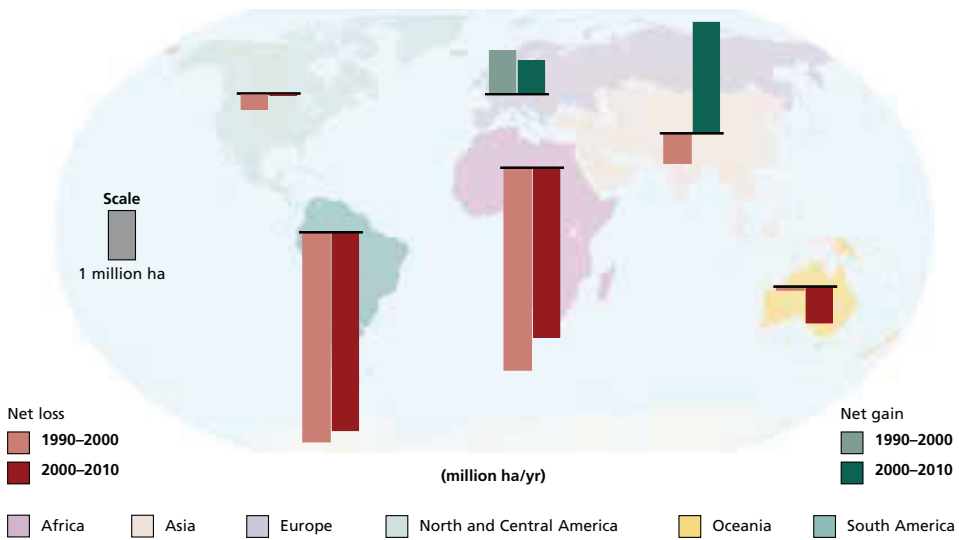


Bild A2-4 Veränderung in Waldfläche pro Region. (FAO, 2010)

A2.3 Nachhaltige Waldbewirtschaftung

Entwaldung und forstliche Nutzungen spielen in der internationalen Umweltdebatte eine stets wichtigere Rolle. Das Verschwinden von Wäldern ist eine äußerst ernst zu nehmende Bedrohung der Erde und die meisten Länder haben sich inzwischen der nachhaltigen Waldnutzung verpflichtet. Lange wurde die Erhaltung der Produktionskapazität als Maß der Nachhaltigkeit in den Vordergrund gestellt. Es ist jedoch nötig, weitreichendere ökologische Ziele zu beachten, wie z. B. Schutz des Ökosystems Wald als ein Ganzes, Erhaltung der Artenvielfalt und Schutz der kulturellen und ästhetischen Werte und des Erholungswertes. Der Holzeinschlag verändert in vielen Bereichen die ökologischen Bedingungen für den Wald. Zahlreiche Waldpflanzen und Tierarten benötigen spezifische Bedingungen, um zu gedeihen. Im heutigen Europa gibt es sehr wenige natürliche Wälder. Natürlicher Wald oder spezielle Biotope werden in der Regel nicht kommerziell genutzt oder unterliegen einer streng geregelten Holzproduktion. Ob die so erhaltenen Flächen oder natürlichen Parks ausreichend sind, wird ständig diskutiert.

Aus all diesen Gründen verlangen Holzverbraucher inzwischen Nachweise, dass das Holz aus einer nachhaltigen Forstwirtschaft stammt. Die bekanntesten Zertifikate sind das Label des Forest Stewardship Council (www.fsc.org) und PEFC (www.pefc.de). Beide Labels legen Wert auf nachhaltige Waldwirtschaft unter Bewahrung der ökologischen, sozialen und kulturellen Werte der Wälder sowie auf eine lückenlose "chain of custody", womit der Weg des Holzes ab dem Fällen bis zum Endverbraucher nachvollzogen werden kann.

A2.4 Literatur

T. Vihavainen, Originalbeitrag A16, STEP 1995.

FAO (2010). Global forest resources assessment 2010. FAO Forestry Paper 163, Rome.

Frühwald A. (2007). The ecology of timber utilization, life cycle assessment, carbon management etc.. Kick-off meeting Probos Foundation, Doorn, the Netherlands.

B

Material Holz

B1 Holzanatomie

Originalbeitrag: P. Hoffmeyer

Ein gutes Verständnis der Holzanatomie ist unabdingbar, um die mechanischen und anderen physikalischen Holzeigenschaften zu verstehen und damit Holz werkstoffgerecht einsetzen beziehungsweise optimieren zu können. Holz kann auf verschiedenen Ebenen betrachtet werden wie aus Bild B1-1 ersehen werden kann. Ein Baumstamm kann auf Bauholzniveau (structural timber) betrachtet werden, wobei die Ästigkeit und sonstige wuchsbedingte Eigenschaften bewertet werden. Eine Betrachtungsebene niedriger als Bauholz liegt die makroskopische Ebene von Holz. Diese umfasst alle Merkmale, die mit bloßem Auge erkennbar sind. Dazu zählt auch fehlerfreies Holz ohne Faserabweichung (clear wood). Wenn die mechanischen Eigenschaften von der Systemgröße abhängig sind, wird vom mesoskopischen Niveau gesprochen, das ebenfalls noch mit bloßem Auge zu erkennen ist. Bei Holz wäre dies das Jahrringniveau. Das mikroskopische Niveau umfasst die Holzfasern mit den Gefäßen, großen wasserleitenden Zellen in Laubholz, und den kleineren Tracheiden, die in Laubhölzern die Festigkeit gewährleisten und in Nadelholz beide Funktionen, Wassertransport und Festigkeit, übernehmen. Nach dem Aufbau der Zellwände kann schließlich noch der chemische Aufbau studiert werden.

Holz ist ein natürlicher, organischer, aus Zellen aufgebauter Stoff. Er ist ein Verbund aus einem chemischen Komplex aus Cellulose, Hemicellulose, Lignin und Inhaltsstoffen. Holz ist hauptsächlich wegen des länglichen Aufbaus der Holzzellen und der Orientierung der Zellwände anisotrop. Zusätzlich resultiert die Anisotropie aus den unterschiedlichen Zellgrößen während einer Wachstumsperiode und teilweise aus einer bevorzugten Richtung bestimmter Zelltypen (z. B. Holzstrahlen). Die Feinstruktur der Zellwände, die Zellansammlung im fehlerfreien Holz und die Wuchsunregelmäßigkeiten von Bauholz stellen die drei strukturellen Stufen dar, die alle einen großen Einfluss auf die Eigenschaften des Holzes als Baustoff haben. So erklärt der submikroskopische Aufbau der Zellwände unter anderem, dass Schwinden und Quellen rechtwinklig zur Faserrichtung in der Regel 10- bis 20-mal so groß wie in Faserrichtung ist. Der mikroskopische Aufbau des fehlerfreien Holzes begründet die 20- bis 40-fach höhere Steifigkeit des Holzes in Längsrichtung bezogen auf die Querrichtung. Die Makrostruktur (Äste, Faserneigung) gibt z. B. Aufschluss über die Zugfestigkeit in Faserrichtung, die von über 100 N/mm² bei fehlerfreiem Holz auf unter 10 N/mm² bei Bauholz geringer Qualität derselben Holzart zurückgehen kann.

In diesem Kapitel werden zuerst der allgemeine Stammaufbau und die Schnittebenen des Holzes erläutert, bevor die Anatomie des Holzes von der makroskopischen Ebene bis zum chemischen Aufbau vorgestellt wird. Holz kann aus zwei Hauptgruppen von Pflanzen, den Nadel- und den Laubhölzern gewonnen werden. Den größten Anteil der im Bauwesen in

Mitteleuropa verwendeten Hölzer stellen Fichte und Tanne, zwei Nadelhölzer. Die Unterschiede zwischen den Nadelhölzern (softwood, Weichhölzer) und Laubhölzern (hardwood, Harthölzer) lassen sich im Wuchsbild der Bäume, den verschiedenen Blattformen und auch im Aufbau des Holzes erkennen (Bild B1-2).

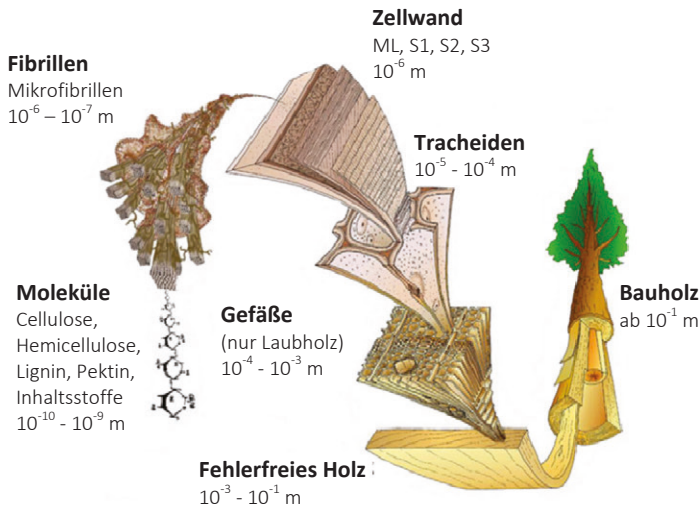


Bild B1-1 Betrachtungsebenen für Holz. (Mark Harrington, University of Canterbury, 1996)

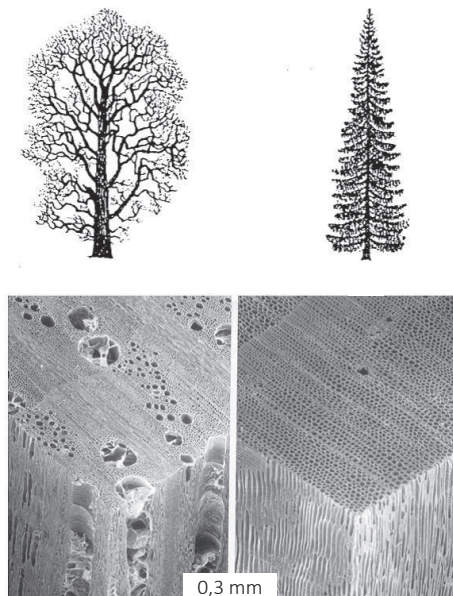


Bild B1-2 Wuchsbild und mikroskopische Struktur der Nutzhölzer Eiche (*Quercus robur*, links) und Fichte (*Picea abies*, rechts). (STEP 1995 Beitrag A4)

B1.1 Allgemeiner Aufbau eines Baumstammes

Der Stamm oder Schaft eines Baumes hat die Aufgabe, die Krone zu stützen und sie mit Wasser zu versorgen. Gleichzeitig werden in der Rinde des Stammes die in der Krone gebildeten Nährstoffe stammabwärts transportiert. Nährstoffe, die nicht zur Holzbildung verwendet werden, werden u. a. in die Wurzeln transportiert und dort gespeichert. Ein Baumstamm entspricht also den an ihn gestellten Anforderungen, was sich auch in seinem Aufbau widerspiegelt. Der Großteil der Zellstrukturen (Wasserleitungen, Fasern) folgt dem axialen Aufbau des Stammes; nur ein kleiner Prozentsatz (Holzstrahlen) ist radial orientiert, um den radialen Nährstoff- und Wassertransport zu gewährleisten. Ein Baum wächst sowohl in Längs- als auch in Dickenrichtung. Die konzentrischen Ringe, die innerhalb eines Jahres im sogenannten Kambium gebildet werden und für das Dickenwachstum sorgen, nennt man Jahrringe. Die Jahrringe selbst werden wiederum in Früh- und Spätholz unterteilt. Holz ist also kein homogenes, isotropes, sondern ein natürlich gewachsenes Material, das sich immer an die jeweiligen Bedingungen am Standort anpasst. Bild B1-3 und Bild B1-4 zeigen den Stammaufbau eines Baumes.

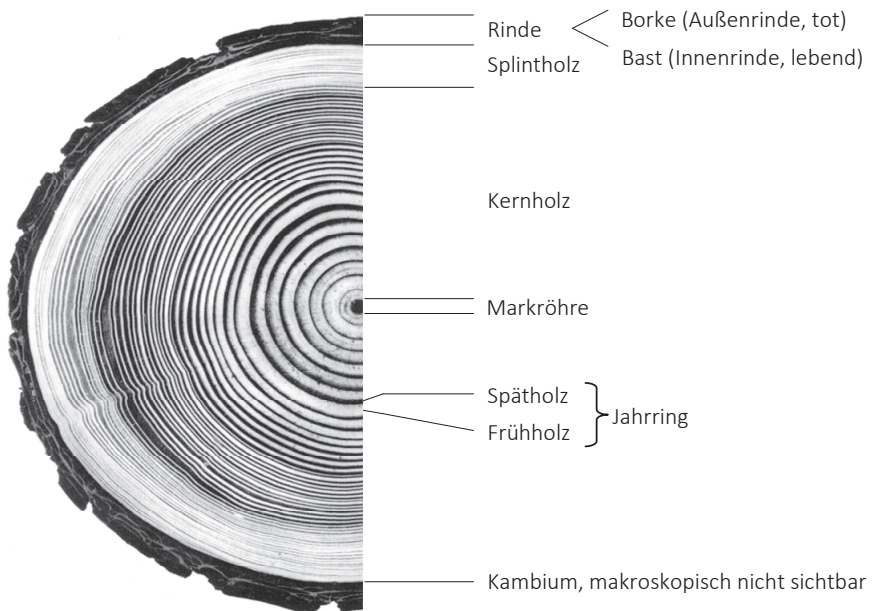


Bild B1-3 Querschnitt durch einen Nadelholzstamm, Douglasie. (Grosser, 1977)

B1.2 Schnittebenen des Holzes

Durch den in Bild B1-3 deutlich zu sehenden axialsymmetrischen, runden Querschnitt des Schaftes ergeben sich natürliche Schnittebenen des Holzes. Die üblichen Hauptschnittarten sind Querschnitt, Radialschnitt und Tangentialschnitt wie in Bild B1-4 schematisch dargestellt. Ein vollständiges Bild der dreidimensionalen Holzstruktur ist nur durch Kombination aller drei Schnitte möglich.

Der **Querschnitt** wird rechtwinklig zur Stammachse geführt und ist im Normalfall annähernd kreisrund; man kann Kern- und Splintholz sowie die Jahrringe erkennen. Da die dominierende axiale Struktur durchtrennt ist, weist dieser Querschnitt oft eine netzförmige Textur auf (siehe Bild B1-5). Die Holzstrahlen verlaufen von innen nach außen.

Der **Radialschnitt** teilt den Schaft in Längsrichtung durch das Mark hindurch, analog einem Kreissektor und zeigt die axialen und radialen Zellstrukturen. Die Holzstrahlen verlaufen hier in horizontaler Richtung und die Jahrringe sind gut zu erkennen.

Der **Tangentialschnitt** hingegen verläuft tangential an den Jahrringen, analog einem Kreissegment. Die Jahrringe sind nicht mehr leicht zu erkennen und erscheinen nur noch „fladerig“ (→ Fladerschnitt). Die axialen Zellen sind gut zu erkennen, während die radialen Holzstrahlen nun im Querschnitt zu sehen sind.

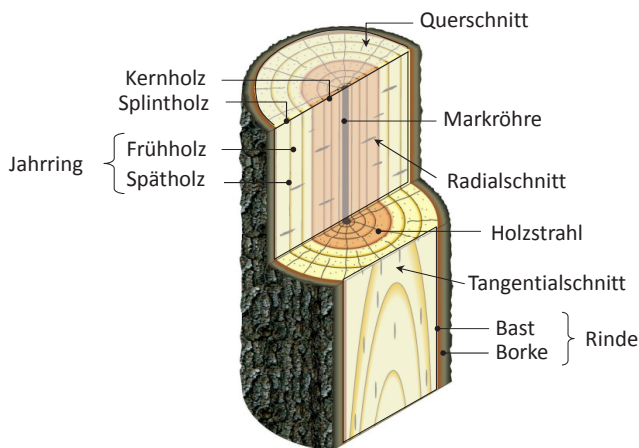


Bild B1-4 Makroskopischer Aufbau und Schnittebenen.

B1.3 Makroskopischer Aufbau

Im Folgenden wird der makroskopische Aufbau von innen nach außen vorgestellt. Beginnend bei der Markröhre über die Holzstrahlen, wird Kern- und Splintholz erläutert. Schließlich wird die Funktion des Kambiums und der Rinde erklärt.

Markröhre oder Mark

Das Mark besteht aus parenchymatischem, also speicherndem Gewebe aus sogenannten Parenchymzellen. Sein Querschnitt kann rundlich, strahlig oder eckig sein und hat nur wenige Millimeter Durchmesser. Es dient dem jungen, sich entwickelnden Spross zur Wasserleitung und stirbt bei einer Reihe von Holzarten frühzeitig ab.

Holzstrahlen

In allen Laub- und Nadelhölzern kommen Holzstrahlen vor. Auch sie bestehen aus Parenchymzellen und dienen dem radialen Transport von Wasser und Nährstoffen. Ihre Größe und Häufigkeit kann zwischen den Holzarten jedoch stark variieren. Sie bilden helle, feine Linien, die selten über 1 mm Breite erreichen. Sie führen aus der Mitte des Stammes radial nach außen. Nur die zuerst gebildeten Holzstrahlen, die primären Holzstrahlen, führen vom Mark bis in die Rinde und werden daher auch als Markstrahlen bezeichnet. Alle später angelegten, sogenannten sekundären Holzstrahlen stehen nicht mit dem Mark in Verbindung. Je später sie aus dem Kambium hervorgegangen sind, desto weiter außen im Stamm liegt ihr Anfang.

Kern- und Splintholz

Mit zunehmendem Dickenwachstum des Baumes wird nicht mehr der gesamte Stammquerschnitt zur Wasserleitung verwendet, sondern nur noch die äußeren, jüngeren Jahrringe, je nach Baumart zwischen 5 bis 100 Jahrringe. Dieser äußere wasserführende Teil des Stammes wird als Splintholz bezeichnet. Das Splintholz hat also Wasserleit- und Speicherfunktion und ist durch das Vorhandensein von lebenden, physiologisch aktiven Holz-zellen gekennzeichnet. Den inneren Teil bezeichnet man als Kernholz, das in der Regel keine lebenden Zellen mehr enthält und nur noch eine Stabilisierungs- und Festigkeitsfunktion erfüllt. Splintholz wird durch biochemische Prozesse, die sogenannte Verkernung, in Kernholz umgewandelt. Der Grundvorgang der Verkernung ist das Absterben der parenchymatischen Zellen einschließlich der Auflösung ihrer Stärkedepots. Während der Verkernung werden der Gas- und Wasserhaushalt verändert und die Tüpfel, die Verbindungen zwischen den einzelnen Zellen verschlossen. Weiterhin werden häufig Inhaltsstoffe in die Zellen eingelagert. Kernholz ist oft dunkler gefärbt; Farbunterschiede gehen auf die chemische Struktur der Kernholzstoffe zurück. Ein heller Farbton des Kernholzes ist allerdings kein Indiz für das Fehlen von Kernholzsubstanzen, es werden dann lediglich

nicht pigmentierte Kernholzstoffe gebildet. Das Abschließen und Absterben des Kernholzes sorgt für eine oft wesentlich **höhere Dauerhaftigkeit von Kernholz im Vergleich zu Splintholz**.

Kambium

Das Kambium besteht aus teilungsfähigen Zellen und befindet sich als extrem schmale Zellschicht zwischen Holz und Rinde. Bis zum Absterben des Baumes behält es seine Teilungsfähigkeit bei und bildet nach innen Holzzellen, nach außen Bastzellen und bewirkt so das Dickenwachstum des Baumes. Mit dem bloßen Auge ist es im Querschnitt nicht erkennbar.

Rinde

Die Rinde unterteilt sich in Borke (Außenrinde) und Bast (Innenrinde). Die Borke besteht aus toten Zellen und dient dem Schutz des Stammes, während der Bast aus lebenden Zellen besteht. Die Funktion des Bastes ist der Transport von in der Baumkrone produzierten Nährstoffen in das Kambium und die Speicherzellen.

Harzkanäle

In manchen Holzarten sind Harzkanäle vorhanden, die ebenfalls makroskopisch zu erkennen sind – im Nadelholz die einzigen makroskopisch erkennbaren „Löcher“. Harzkanäle verlaufen längs und quer zur Stammachse und dienen dem Harztransport. Mit dem Harz werden Wunden oder Eindringlinge verklebt und der Baum geschützt. Die Kanäle sind mit parenchymatischen Zellen, sogenannten Epithelzellen, ausgekleidet, die Harz ausscheiden können. Nicht alle Holzarten haben Harzkanäle. Tannen und Eiben sind nicht harzhaltig. Fichte, Kiefer, Lärche und Douglasie sind harzhaltig.

B1.4 Mesoskopischer Aufbau, Jahrringe

Das Dickenwachstum des Baumes zeigt sich durch konzentrische Zuwachsringe. In Zonen mit Jahreszeiten und gemäßigttem Klima ist der Dickenzuwachs eng gekoppelt an die herrschenden Klimabedingungen, vor allem an die Wasserversorgung und die Temperatur. Zu Beginn der Vegetationsperiode im Frühjahr muss der Baum für eine gute und schnelle Wasserleitung sorgen, um die Krone versorgen zu können. Das bedeutet, dass sich die im Frühjahr gewachsene Holzstruktur von Nadelhölzern durch großes Porenvolumen und dünnwandige Zellen auszeichnet, da der Baum sich auf zusätzliche Wasserleitung konzentriert. In Laubhölzern entstehen hingegen besonders große und zahlreiche Gefäße, die dort für die Wasserleitung zuständig sind. Dieses im Frühjahr gebildete Holz nennt man Frühholz. Im Spätsommer und Herbst ändern sich die Prioritäten des Baumes. Nun wird vor allem für die Festigkeit des Holzes gesorgt; die Wasserversorgung verliert

an Wichtigkeit. In Nadelhölzern werden deshalb nun besonders dickwandige Zellen mit kleinem Zelllumen, kleinen Zellhohlräumen, gebildet. In Laubbäumen bilden sich weniger und engere Gefäße. Dieses sogenannte Spätholz ist viel dichter als das Frühholz. Besonders im Nadelholz verursachen diese Dichteunterschiede deutliche Farbunterschiede zwischen Früh- und Spätholz (siehe Bild B1-3). Im Winter stellt der Baum seine Wachstumsaktivitäten ein. Im Nadelholz, Bild B1-5, führt der ausgeprägte Unterschied der Zellwanddicken zu charakteristischen Rohdichte-, Farb- und Härteunterschieden innerhalb eines Jahrrings. Das weitlumige Frühholz ist heller, das dichte Spätholz ist dunkler gefärbt.

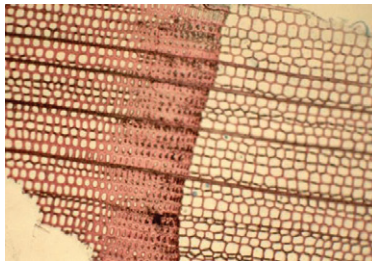


Bild B1-5 Querschnitt durch ein Nadelholz, Früh- und Spätholz ist deutlich sichtbar. (Schmid, 2002)

In Bild B1-6b ist gut zu erkennen, dass das Frühholz bei Nadelbäumen den weitaus größten Anteil eines Jahrringes ausmacht. Unter Stressbedingungen, vor allem Trockenheit und Kälte, kann es jedoch sein, dass ein Baum nur sehr wenig in die Dicke wächst und dementsprechend nur sehr wenig Frühholz ausbildet. In besonders schlechten Jahren kann es sogar sein, dass ein Jahrring so schmal wird, dass man ihn mit bloßem Auge nicht mehr erkennen kann und er nur noch aus einigen Spätholzzellreihen besteht. In Bild B1-6 sind Unterschiede in Jahrringbreiten bei verschiedenen Baumarten und innerhalb einer Baumart gut zu erkennen. Fichte (Bild B1-6a) ist ein wesentlich schneller wachsendes Nadelholz als Eibe (Bild B1-6c); dasselbe gilt für Pappel (Bild B1-6d) und Robinie (Bild B1-6e, dort sind auch die im Laubholz vorkommenden Gefäße gut zu sehen). Bei der Eibe sind die äußeren Einflüsse auf das Dickenwachstum zu sehen; die Jahrringbreite ist sehr variabel. Eine natürliche Schlussfolgerung ist, dass die Jahrringbreite und der Spätholzanteil sowie die Regelmäßigkeit des jährlichen Zuwachses (vor allem durch die jeweiligen Rohdichteunterschiede) großen Einfluss auf die Festigkeit des Holzes haben.

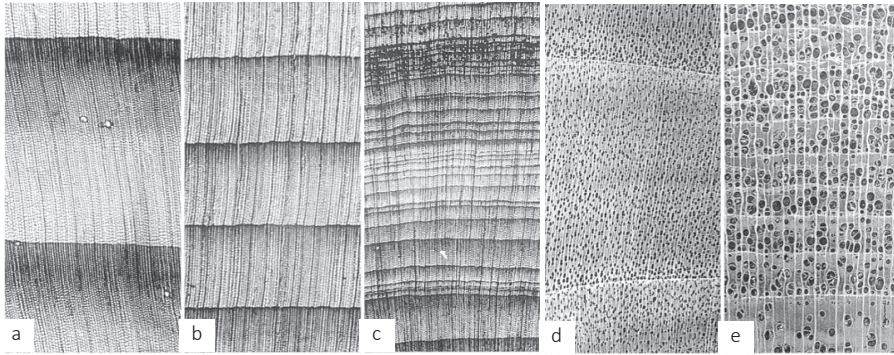
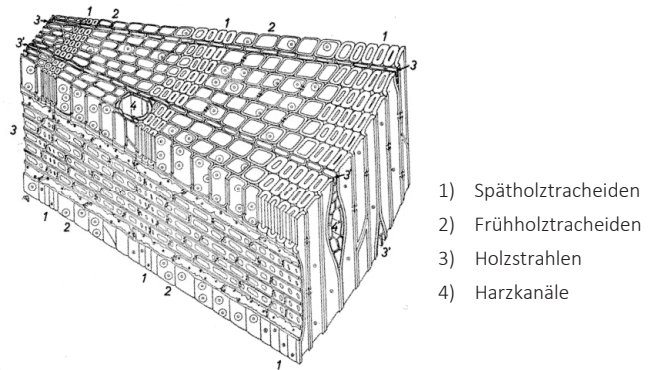


Bild B1-6 Jahringbreiten (Querschnitt): a breite Jahrringe bei Fichte, b mittelbreite Jahrringe bei Tanne, c schmale Jahrringe bei Eibe, d breite Jahrringe bei Pappel, e schmale Jahrringe bei Robinie. (Wagenführ, 1999)

B1.5 Mikroskopischer Aufbau, Zellarten

Nadelholz

Die Holzstruktur der Nadelhölzer besteht nur aus zwei Zelltypen; den Tracheiden und den Parenchymzellen. Tracheiden sind lange (2 bis 5 mm) und dünne (10 bis 50 μm) Zellen mit abgeflachten oder sich verjüngenden, geschlossenen Enden. Wie in Bild B1-7 zu sehen ist, sind die Zellen in zwei sich kreuzenden Systemen angeordnet. Daher wird bei den Tracheiden zwischen Längs- und Quertracheiden sowie beim Parenchym zwischen Längs- und Strahlenparenchym unterschieden. Die Längstracheiden nehmen bei den Nadelhölzern mit etwa 90–95% den weitaus größten Raum ein. Holzstrahlen (= Strahlenparenchym), Längsparenchym und Harzkanäle nehmen dagegen als übrige Zellelemente bzw. Gewebesysteme mit 5 bis 10% einen verhältnismäßig kleinen Anteil ein. Längsparenchym und Harzkanäle können aber auch völlig fehlen, wie bei der Eibe. Bei der Tanne fehlen im normalen Holz die Harzkanäle, und das Längsparenchym ist nur sehr spärlich vorhanden. Die parenchymatischen Exkretzellen, welche die Harzkanäle auskleiden und das Harz ausscheiden, werden als Epithelzellen bezeichnet.

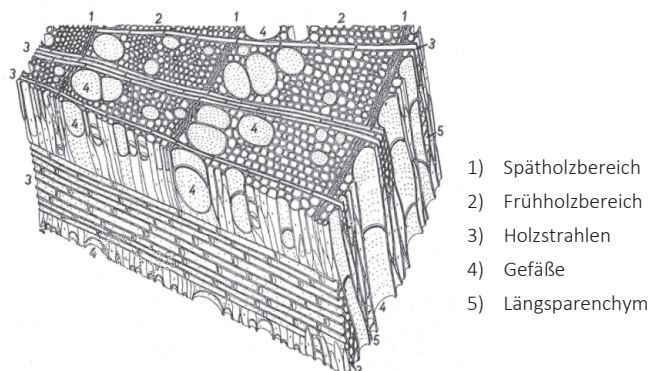


- 1) Spätholztracheiden
- 2) Frühholztracheiden
- 3) Holzstrahlen
- 4) Harzkanäle

Bild B1-7 Schematischer Aufbau und Zellarten von Nadelholz. (Nardi-Berti, 1993)

Laubholz

Das evolutionär höher entwickelte Laubholz hat deutlich mehr Zelltypen (abhängig von der Laubbaumart) und eine größere Arbeitsteilung, also Spezialisierung der Zellen als Nadelholz. Eine schematische Zeichnung des Aufbaus ist in Bild B1-8 gegeben. Laubholz besitzt verschiedene Tracheiden (= tote Zellen) weshalb man bei Laubholz auch eher von Fasern als von Tracheiden spricht. Die Libriformfasern beispielsweise dienen ausschließlich der Festigkeit, während die Fasertracheiden neben der Festigkeit auch die Funktion der Wasserleitung übernehmen. Die Gefäße bestehen aus toten Zellen und leiten ausschließlich Wasser. Gefäße können in einigen Baumarten bis zu mehreren Metern lang sein. Wie im Nadelholz übernehmen die Parenchymzellen die Funktion der Nährstoffspeicherung. Im Gegensatz zu den Nadelhölzern können die Holzstrahlen in Laubhölzern auch aus mehreren Reihen von Parenchymzellen bestehen und sind oft makroskopisch gut zu sehen.



- 1) Spätholzbereich
- 2) Frühholzbereich
- 3) Holzstrahlen
- 4) Gefäße
- 5) Längsparenchym

Bild B1-8 Schematischer Aufbau und Zellarten von Laubholz. (Nardi-Berti, 1993)

Tüpfel

Der Stoffaustausch von Zelle zu Zelle erfolgt durch kleine Öffnungen oder Spalten in der Faserwand, die Tüpfel genannt werden. Ein vorherrschender Typ in Nadelholz ist der Hoftüpfel, Bild B1-9. Diese lassen nicht nur Wasser hindurch, sondern verhindern auch den Lufteintritt in die saftgefüllten Zellen, damit die Wassersäulen, die sich von den Wurzeln zur Baumkrone erstrecken, nicht zusammenbrechen und der Baum dadurch eventuell abstirbt. Ein Tüpfelverschluss ist im Allgemeinen irreversibel, was auch bei der Holz Trocknung bzw. der Imprägnierung beachtet werden muss. So verschließen sich die Hoftüpfel z. B. bei der Fichte recht schnell, was zu der generell schlechten Tränkbarkeit von Fichte führt. (Imprägniermittel können nicht eindringen.)

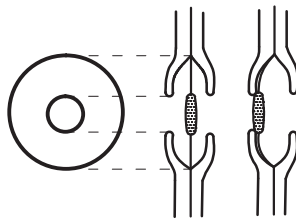


Bild B1-9 Hoftüpfel von Nadelhölzern, schematisch. Links Aufsicht, Mitte und rechts Längsschnitt, rechts Verschluss bei einseitigem Druck. (Strasburger, 1998)

B1.6 Submikroskopischer Aufbau, Zellwand

Die Zellwand einer Holzzelle setzt sich grundsätzlich aus verschiedenen Zellwandschichten zusammen, aus der Mittellamelle, Primär-, Sekundär- und Tertiärwand. Die einzelnen Schichten unterscheiden sich in ihrer Dicke, chemischen Zusammensetzung und Orientierung der Cellulose-Mikrofibrillen. Der Aufbau ist in Bild B1-10 schematisch wiedergegeben. Viele mechanische Eigenschaften werden durch den Zellwandaufbau beeinflusst. Die Orientierung der Cellulose-Mikrofibrillen zeigt beispielsweise die Richtung der höchsten Zugfestigkeit an. Aus der Sicht des Ingenieurs ist die Zellwand eine geniale Konstruktion. Die vorherrschende S2-Schicht aus beinahe axial gerichteten Mikrofibrillen-Bündeln übernimmt sehr wirkungsvoll Zugkräfte. Bei Druck entstehen aus den Mikrofibrillen-Bündeln lange, schlanke Stützen, die durch die verstärkenden, leicht geneigten inneren und äußeren S1- und S3-Schichten am Ausknicken gehindert werden.

Mittellamelle

Die Mittellamelle verbindet benachbarte Zellen miteinander; die benachbarten Zellen besitzen also eine gemeinsame Mittellamelle. Sie besteht hauptsächlich aus Lignin und Pektin. Durch den hohen Ligninanteil besitzt die Mittellamelle eine hohe Druckfestigkeit. Das Pektin wirkt als Kittsubstanz. Die Dicke der Mittellamelle beträgt 0,5 bis 1,5 μm , wobei sie im Frühholz dünner erscheint als im Spätholz.

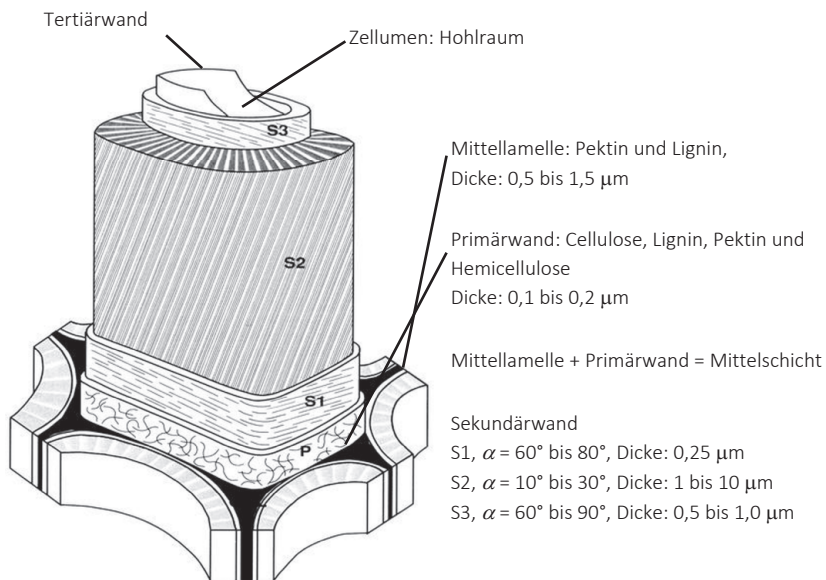


Bild B1-10 Aufbau der Zellwand. (Booker und Sell, 1998)

Primärwand

Zusammen mit der Primärwand bildet die Mittellamelle die Mittelschicht. Die Streuungstextur (siehe Bild B1-11) der Cellulose-Mikrofibrillen, also ihre amorphe nichtkristalline Anordnung, sorgt für eine hohe Formstabilität der Zelle. Die Primärwand ist 0,1 bis 0,2 μm dick.

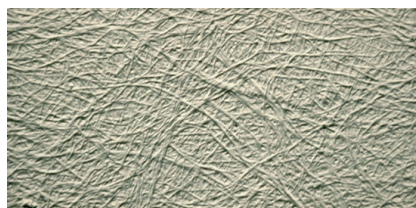


Bild B1-11 Streuungstextur der Primärwand.

Sekundärwand

Die Sekundärwand schließt sich an die Mittelschicht an und ist die mit Abstand dickste Zellschicht. Der Anteil der Cellulose-Mikrofibrillen beträgt etwa 90%. Innerhalb der Sekundärwand sind drei Wandschichten unterscheidbar, die sich durch die Orientierung der Cellulose-Mikrofibrillen und unterschiedliche Dicken unterscheiden. Die äußere Sekundärwand (S1) wird auch als Übergangslamelle bezeichnet. Sie liegt an der Primärwand an und ist etwa 0,25 µm dick. Die Cellulose-Mikrofibrillen weisen eine Paralleltextrur auf mit einem Fibrillenwinkel von 60° bis 80° auf, also nahezu quer zur Zellachse, siehe auch Bild B1-10. Die zentrale Sekundärwand (S2) bildet im Früh- und Spätholz mit einer Dicke von 1 bis 10 µm den Hauptteil der Zellwand. Der Fibrillenwinkel der Paralleltextrur liegt bei etwa 10 bis 30° zur Zellachse; also etwa in axialer Richtung wie auch in Bild B1-10 gezeigt. Die Mikrofibrillen sind dicht gepackt und verlaufen parallel zueinander spiralförmig (Schraubentextrur) in Richtung der Zellachse. Die innere Sekundärwand (S3) ist etwa 0,5 bis 1,0 µm dick, und die Mikrofibrillen besitzen eine Paralleltextrur. Der Fibrillenwinkel zur Zellachse beträgt 60° bis 90°; wie in der S1-Schicht verlaufen die Mikrofibrillen ebenfalls nahezu quer zur Zellachse.

Tertiärwand

Die Tertiärwand grenzt die Zellwand zum Zelllumen hin ab. Sie enthält wie die Mittelschicht einen hohen Ligninanteil.

Zelllumen

Den inneren, hohlen, mit Luft oder Wasser gefüllten Zellraum nennt man Lumen. In diesem Zusammenhang spricht man oft von weitleumigen Zellen, wenn man über Zellen mit einem großen Lumen spricht im Gegensatz zu englumigen Zellen. Frühholz besitzt typischerweise weitleumige Tracheiden und Spätholz englumige Tracheiden.

B1.7 Chemischer Aufbau

Der Aufbau der Biomasse geschieht durch den Prozess der Photosynthese, bei welchem CO_2 der Luft entnommen wird, der Kohlenstoff unter Nutzung von Wasser (H_2O) in die Biomasse ($C_6H_{12}O_6$, Kohlenhydrate) eingebaut und der überschüssige Sauerstoff wieder an die Luft abgegeben wird:

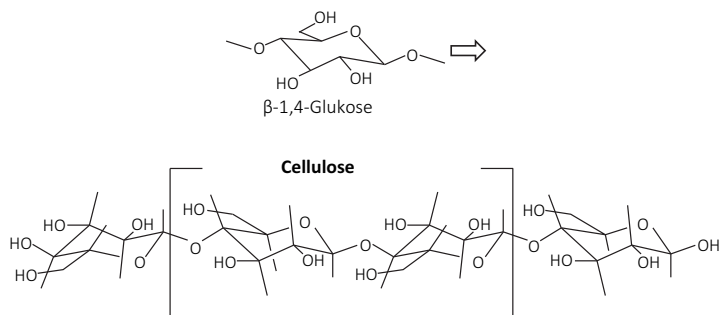


Holz besteht also aus überwiegend organischen Verbindungen:

- 50% Kohlenstoff C
- 43% Sauerstoff O
- 6% Wasserstoff H
- < 1% Stickstoff N
- < 1% Mineralstoffe

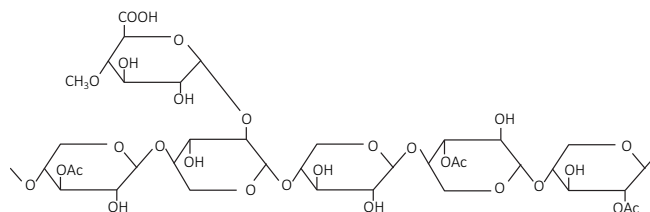
Diese Hauptbestandteile werden zu Ketten- und Makromolekülen aufgebaut, die die Holzstruktur bilden. Die vorkommenden Moleküle sind Cellulose, Hemicellulose und Lignin. Darüber hinaus enthält Holz auch noch andere Inhaltsstoffe wie Gerb- oder Farbstoffe und Harze. Der Anteil der Cellulose an der Holzmasse beträgt bei allen Baumarten ungefähr 40%. Große Unterschiede bestehen bei den Inhaltsstoffen; diese sind baumspezifisch und sorgen beispielsweise für eine Farbkernbildung bei einigen Baumarten.

Cellulose



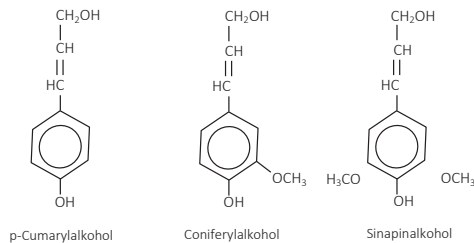
Die Cellulose ist ein extrem langkettiges unverzweigtes Polysaccharid, das aus mindestens 10000 Glukosebausteinen, der sogenannten β -1,4-Glukose, aufgebaut ist. Die Cellulose ist (in Kettenrichtung) ein extrem zugfestes hochpolymeres Kettenmolekül, das in kristalliner und amorpher Form vorliegen kann. Die Fibrillen der Zellwand sind aus Cellulose-Molekülen aufgebaut. Die Aufgabe der Cellulose ist es, die Festigkeit der Zelle in axialer Richtung zu garantieren. Cellulose ist durch die vielen freien Hydroxyl-Gruppen ($-OH$ -Gruppen) sehr hydrophil.

Hemicellulosen



Im Gegensatz zur Cellulose bestehen die sogenannten Hemicellulosen aus fünf verschiedenen Zuckerbausteinen (Glukose, Galactose, Mannose, Arabinose, Xylose), die kurzket-tige, verzweigte und im Gegensatz zur Cellulose dreidimensionale Polysaccharide formen. Hemicellulosen besitzt viele freie hydrophile Gruppen ($-OH$, $-CHO$, $-COOH$) und sind auch dank ihrer verzweigten Struktur hochreaktiv. Zusammen mit der Cellulose bilden die Hemicellulosen das Gerüst einer Holzzelle (die Fibrillen werden jedoch ausschließlich aus Cellulose gebildet). Hemicellulosen haben aber durch die hydrophilen Gruppen auch noch andere Funktionen. Sie steuern durch Wasseraufnahme bzw. -abgabe die Durchläs-sigkeit der Zellmembran oder können Bestandteil der Matrix sein und als Kittmaterial dienen.

Lignin



Lignin ist ein hochkomplexes dreidimensionales Makromolekül, das aus den drei Molekü-len Cumarylalkohol, Coniferylalkohol und Sinapinalkohol aufgebaut ist. Korrekterweise müsste man eigentlich von Ligninen sprechen, da die Zusammensetzung der Makromole-küle sehr vielfältig sein kann und aus sehr vielen Variationen des Zusammenbaus der drei Bausteine besteht. Je nach Extraktionsmethode können sich die Lignin-Moleküle unter-scheiden, und man spricht dann beispielsweise von Klason-Lignin nach dem Verfahren von Klason. Lignin ist sehr druckfest und hydrophob. Lignin sorgt für die Druckfestigkeit der Zelle und für einen festen starren Verbund der Mikrofibrillen. Des Weiteren schützt Lignin die Zellwand gegen das Eindringen von Wasser.

Inhaltsstoffe

Wie bereits erwähnt, sind Inhaltsstoffe baumartspezifisch und können trotz ihres gerin-gen Anteils an der Holzgesamtmasse einen großen Einfluss auf verschiedene Eigenschaf-ten haben. Der Anteil der Inhaltsstoffe ist jedoch nicht nur baumartspezifisch, sondern auch innerhalb einer Baumart, selbst innerhalb eines Baumes, großen Streuungen unter-worfen. An verletzten Stellen beispielsweise wird der Baum sehr viel mehr Inhaltsstoffe wie Harze einbauen als an unverletzten Stellen. Generell finden sich mehr Inhaltsstoffe im Kernholz als im Splintholz. Durch die Inhaltsstoffe können die verschiedenen chemi-schen, biologischen und physikalischen Eigenschaften beeinflusst werden wie zum Bei-spiel der pH-Wert, die Schädlingsresistenz, der Geruch oder die Farbe. Harze beispiels-

weise dienen dem Wundverschluss und der Bekämpfung von Schädlingen; eindringende Insekten werden „verklebt“. Fette wirken wasserabweisend, Farbstoffe verändern die Farbe und die Lichtempfindlichkeit. Terpene und Phenole wirken mikrocid. In diesem Zusammenhang ist interessant, dass in Bäumen aus der gemäßigten Klimazone generell weniger Inhaltsstoffe, ca. 1 bis 10%, zu finden sind als bei Bäumen aus den Tropen. Dort machen die Inhaltsstoffe je nach Baumart zwischen 2 bis 30% aus.

B1.8 Literatur

P. Hoffmeyer, Originalbeitrag A4, STEP 1995.

Booker R.E. und Sell J. (1998). The nanostructure of the cell wall of softwoods and its functions in a living tree. Holz als Roh- und Werkstoff 56:1-8.

Grosser D. (1977). Die Hölzer Mitteleuropas. Ein mikrofotografischer Lehratlas. Springer Verlag, Berlin, 208 S.

Nardi-Berti R. (1993). La struttura anatomica del legno ed il riconoscimento dei legnami italiani di più corrente impiego. Istituto del Legno, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Florenz, 155 S.

Schmid M. (2002). Anwendung der Bruchmechanik auf Verbindungen mit Holz. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH).

Strasburger E. (1998). Lehrbuch der Botanik. Gustav Fischer Verlag, Stuttgart, 1007 S.

Wagenführ R. (1999). Anatomie des Holzes. DRW-Verlag, Leinfelden-Echterdingen, 188 S.

B2 Holzphysik

Originalbeiträge: P. Hoffmeyer, L.D. Andriamitantoa

Die Physik des Holzes ist ein integraler Bestandteil der Holzwissenschaft. Sie baut auf den Erkenntnissen der Holzchemie, der Holzanatomie und -biologie sowie der klassischen Chemie, Physik, Mechanik und Festigkeitslehre auf. Unter der Physik des Holzes wird die „Lehre von den physikalisch-mechanischen Eigenschaften des Holzes und der Holzwerkstoffe“ verstanden. Wichtige Arbeitsgebiete der Physik des Holzes, die hier diskutiert werden sollen, sind das Verhalten des Holzes gegenüber der Feuchtigkeit, die Holzdichte sowie die rheologischen (visko-elastischen) Eigenschaften des Holzes.

B2.1 Holzfeuchte

Durch den Feuchtegehalt werden fast alle Eigenschaften des Holzes beeinflusst. Dies liegt an seinem strukturellen Aufbau und macht sich unterhalb des Fasersättigungsbereichs bemerkbar. Mit zunehmender Feuchtigkeit:

- sinkt die Festigkeit des Holzes,
- steigt die Kriechverformung von Holz bei Langzeitbelastung,
- steigt die Wärmeleitfähigkeit des Holzes,
- steigt die Anfälligkeit für Pilzbefall des Holzes, vor allem über 20% Holzfeuchte.

Tabelle B2-1 zeigt den Einfluss der Feuchte auf einige mechanische Eigenschaften von Holz. Der Festigkeitsverlust bei Erhöhung des Feuchtegehaltes ist auf die Reduzierung der molekularen Bindungskräfte zurückzuführen. Durch Einlagerung von Wasser in die intermicellaren und interfibrillaren Hohlräume werden die Celluloseketten weit auseinander gerückt. Im darrtrockenen Zustand liegen im Holz die Celluloseketten dicht nebeneinander, so dass starke Bindungskräfte zwischen den Molekülen wirksam werden. Dadurch wird die Gerüst- und Kittsubstanz starr und spröde. Mit zunehmender Feuchteaufnahme werden die Anziehungskräfte kleiner, da Wasser in die Zellwand eindringt und die Wasserstoffbindungen, durch die die Zellwand zusammengehalten wird, schwächt. Feuchteänderungen über dem Fasersättigungsbereich haben keinen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften, da dann nur noch freies Wasser in die Zellhohlräume eingelagert wird. Bei gleichzeitig erhöhter Temperatur und Feuchte wird das Holz in hohem Maße plastisch und lässt sich bleibend verformen. Dies wird z. B. bei der Herstellung der sogenannten (Thonet)-Kaffeehausstühle aus Buchen-Bugholz ausgenutzt.

Die Auswirkung von Feuchteänderungen auf die verschiedenen mechanischen Eigenschaften ist unterschiedlich. So wird zum Beispiel das Versagen bei Druckbeanspruchung in Faserrichtung durch ein Ausknicken der Fasern verursacht, wobei die feuchteempfindlichen Wasserstoffbrückenbindungen eine wichtige Rolle spielen. Andererseits bedeutet Zugversagen in Faserrichtung ein Aufbrechen der kovalenten Bindungen durch Abreißen der Mikrofibrillen der Zellwand. Die Druckfestigkeit reagiert daher empfindlicher auf Feuchte als die Zugfestigkeit.

Tabelle B2-1 Änderung der Eigenschaften von fehlerfreiem Holz bei einem Prozent Änderung der Holzfeuchte, Basis sind Eigenschaften bei 12% Holzfeuchte.

Eigenschaft	Änderung
Druckfestigkeit in Faserrichtung	6%
Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung	5%
Biegefestigkeit	4%
Zugfestigkeit in Faserrichtung	2,5%
Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung	2%
Schub rechtwinklig zur Faserrichtung	2,5%
E-Modul in Faserrichtung	1,5%

Für den späteren baulichen Einsatz ist eine angepasste Holzfeuchte außerordentlich wichtig. Damit werden unerwünschte Quell- und Schwindbewegungen des Holzes mit Rissbildungen oder Aufwölben von Platten bei fehlenden Dehnungsfugen vermieden.

Holz ist ein kapillarporöser Stoff. Der Porenanteil beträgt je nach Rohdichte des Holzes etwa 50 bis 70%. Dadurch hat Holz eine sehr große innere Oberfläche. Dieses Hohlraumsystem ist einerseits hygroskopisch, kann also Wasser aus der Luft aufnehmen und andererseits können durch kapillare Transportprozesse in den Zelllumen flüssiges Wasser oder andere Flüssigkeiten (z. B. Holzschutzmittel, Klebstoffe) aufgenommen werden. In Abhängigkeit vom Wasseranteil im Holz werden drei Grenzzustände unterschieden:

- **Darrtrocken**
Im Holz ist kein Wasser enthalten; die Holzfeuchte beträgt 0%.
- **Fasersättigungsbereich**
Das gesamte Mikrosystem des Holzes ist mit Wasser gefüllt. Der Fasersättigungsbereich liegt bei etwa 28% und ist von Holzart zu Holzart leicht unterschiedlich.
- **Wassersättigung**
Das Mikrosystem und das Makrosystem (Zelllumen) des Holzes sind mit Wasser gefüllt.

Der Wasseranteil des Holzes bis zum Fasersättigungsbereich wird gebundenes Wasser genannt, da das eingelagerte Wasser über die Hydroxyl-Gruppen der Cellulose über Wasserstoffbrücken in den Zellwänden, im Mikrosystem, gebunden ist. Das restliche Wasser im Makrosystem bis zur Wassersättigung wird freies Wasser genannt, das sich in den Zelllumen befindet. Der Holzfeuchtegehalt u ist definiert als das Verhältnis aus der Masse des im Holz enthaltenen Wassers ($m_u - m_{dtr}$) und der Masse des trockenen Holzes (m_{dtr}), Gleichung (B2-1). Dabei ist zu beachten, dass die Bezugsgröße der darrtrockene Zustand ist, wodurch auch Feuchtegehalte über 100% entstehen können.

$$u = \frac{m_u - m_{dtr}}{m_{dtr}} \cdot 100 \quad (\text{B2-1})$$

mit

u Feuchtegehalt des Holzes

m_u Masse des feuchten Holzes

m_{dtr} Masse des darrtrockenen Holzes

Wird frisch geschlagenes Holz getrocknet, tritt das Wasser zuerst aus den Zellhohlräumen aus. Dieses Wasser ist nicht molekular an das Holz gebunden und wird freies Wasser genannt. Das Wasser innerhalb der Zellwände wird gebundenes Wasser genannt, da es mit Wasserstoffbrückenbindungen (an die Hydroxyl-Gruppen) und Van der Waals-Kräften an die Zellwand gebunden ist. Der Austritt von Wasser aus den Zellwänden erfordert daher einen größeren Energieaufwand als der Austritt von freiem Wasser.

Der Feuchtegehalt, bei der die Zellwände mit Wasser gesättigt sind, jedoch noch kein freies Wasser in den Zellhohlräumen auftritt, wird als **Fasersättigungsbereich** bezeichnet, es sind dann alle „freien ($-OH$)-Gruppen besetzt“ und nur noch freies Wasser kann aufgenommen werden. Der Fasersättigungsbereich liegt für die meisten Holzarten zwischen 25% und 35%; für die meisten praktischen Anwendungen ist 28% ein gut geeigneter Mittelwert. Der Fasersättigungsbereich ist für den Ingenieur von großer Bedeutung, da unterhalb dieses Bereiches bedeutende Änderungen der meisten physikalischen und mechanischen Eigenschaften auftreten. Über dem Fasersättigungsbereich sind die meisten Eigenschaften annähernd konstant.

Da Holz hygroskopisch ist, tauscht es kontinuierlich Feuchte mit der Umgebung aus. Für jede Kombination aus Temperatur T und Feuchte der umgebenden Luft ψ gibt es eine zugehörige Holzfeuchte, bei der die ins Holz gerichtete Diffusion der Feuchte im Gleichgewicht mit der aus dem Holz austretenden Diffusion ist. Diese Feuchte wird als Gleichgewichtsfeuchte ω bezeichnet. Jedoch befindet sich Holz selten im Zustand der Gleichgewichtsfeuchte, da sich die klimatischen Verhältnisse der Umgebung ständig ändern. Der Feuchtegehalt und sogar die Größe und Geschwindigkeit des Feuchtetransportes haben einen großen Einfluss auf fast alle wichtigen Eigenschaften des Holzes.

Die Abhängigkeit der sich einstellenden Gleichgewichtsfeuchte von der relativen Luftfeuchte bei konstanter Temperatur in Form der sog. Sorptionsisothermen zeigt einen typischen S-förmigen Verlauf und ist in Bild B2-1 gezeigt. Weiterhin ist zu sehen, dass die Isothermen bei Feuchtaufnahme (Adsorption) und bei Feuchteabgabe (Desorption) nicht deckungsgleich sind. Aufgrund dieses Hystereseeffektes ist der sich bei der Desorption einstellende Feuchtegehalt des Holzes um 1 bis 2% höher als der Feuchtegehalt bei der Adsorption. Wenn man ein Stück Holz unter gleichbleibenden Umgebungsbedingungen also vom nassen Zustand auf die Gleichgewichtsfeuchte trocknet, wird man eine höhere Gleichgewichtsfeuchte erhalten als bei der Adsorption. Die Sorptionshysterese des Holzes ist aus der Sicht des Ingenieurs günstig: Holz, das einem Wechselklima ausgesetzt wird, zeigt kleinere Änderungen des Feuchtegehaltes bei gegebener Luftfeuchteänderung als ohne Hysterese zu erwarten wäre. Die Sorptionshysterese verringert die effektive Steigung der aktuellen Sorptionsisotherme. Damit sind z. B. die Änderungen der Holzabmessungen bei Luftfeuchteänderungen kleiner als erwartet.

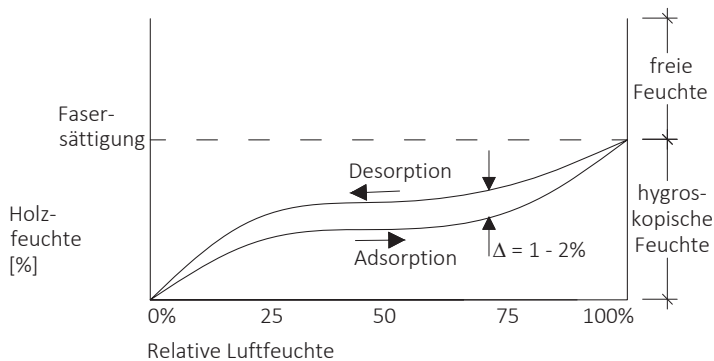


Bild B2-1 Sorptionsisotherme mit Hystereseeffekt. Sorptions- und Desorptionsisotherme ergeben eine sogenannte Hystereseschleife.

Die bereits erwähnte **Gleichgewichtsfeuchte** wird sich nach genügend langen Zeiträumen und für bestimmte Umgebungsbedingungen (relative Luftfeuchte, Temperatur, Luftdruck) im Holz einstellen. Sie ist holzartspezifisch und ein wichtiger Kennwert für Holzbaingenieure, da die Wahl der relativen Holzfeuchte der einzubauenden Holzelemente von den im Einbauzustand zu erwartenden Umgebungsbedingungen abhängen. Ziel ist es, dass möglichst kleine Feuchteunterschiede im Holz auftreten (→ wenig Quellen und Schwinden). Auch für die Beurteilung der Anfälligkeit gegenüber Schädlingen und der Dauerhaftigkeit hat die Holzfeuchte entscheidenden Einfluss.

Die Gleichgewichtsfeuchte wird sich in großen Querschnitten nur sehr langsam einstellen; die kapillaren und Diffusionsprozesse sorgen nur in den Randbereichen für schnellere Feuchteänderungen. Bevor die Holzfeuchte mit einem konstanten Umgebungs-klima im

Gleichgewicht steht, vergeht eine beträchtliche Zeit. So benötigt zum Beispiel ein 50 mm x 100 mm Fichtenholzquerschnitt mit einem Holzfeuchtegehalt von 20% über vier Wochen bei 20°C und einer relativen Luftfeuchte von 54%, um im Innern eine Gleichgewichtsfeuchte von 10% aufzuweisen. Daher wird sich die Gleichgewichtsfeuchte eines Bauteils einer Holzkonstruktion früher einstellen, wenn die entsprechende mittlere Temperatur und relative Luftfeuchte über längere Zeit wirken als durch kurze Zyklen mit hoher oder niedriger Luftfeuchte. Bild B2-2 zeigt die Bestimmung der Gleichgewichtsfeuchte einer Holzart, die sich unter bestimmten Umgebungsbedingungen einstellt. Als Beispiel ist die sich einstellende Gleichgewichtsfeuchte von ca. 11% bei einer relativen Luftfeuchte von 60% und bei einer Temperatur von 20°C eingezeichnet.

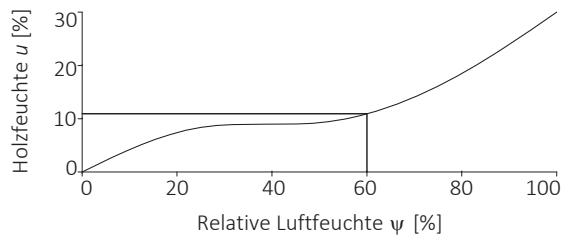


Bild B2-2 Schematische Gleichgewichtsfeuchte u von 11% bei $T = 20^\circ\text{C}$ und 60% relativer Luftfeuchte ψ .

Quell- und Schwindverhalten von Holz

Die Einlagerung von Wassermolekülen in die intermicellaren und interfibrillaren Räume über die Hydroxyl-Gruppen führt zu einer Ausdehnung der Zellwände, siehe schematisch in Bild B2-3. Diesen Prozess nennt man Quellen. Die Volumenkontraktion durch Feuchteabgabe nennt man Schwinden. Da es sich um Ausdehnen/Kontrahieren der Zellwände handelt, je nachdem, ob Wassermoleküle angelagert oder abgegeben werden, kann Quellen und Schwinden nur im hygrokopischen Bereich stattfinden. Oberhalb des Fasersättigungsbereichs kommt es nicht mehr zu Quellen und Schwinden, da dann nur freies Wasser aufgenommen bzw. abgegeben wird.

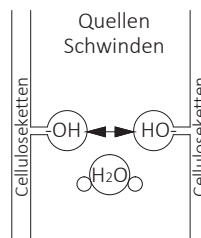


Bild B2-3 Quellen und schwinden. (www.holzfragen.de)

Holz ist ein näherungsweise polar-orthotroper Werkstoff, dies wird für baupraktische Zwecke jedoch meist vernachlässigt. Für die Bemessung wird von lediglich zwei Schnittebenen des Holzes ausgegangen; in Faserrichtung und rechtwinklig zur Faserrichtung. Diese vereinfachte Zusammenfassung der radialen und tangentialen Schnittebenen zur Schnittebene rechtwinklig zur Faser kann jedoch für Quell- und Schwindprozesse nicht aufrechterhalten werden. In der Baupraxis jedoch wird das Schwinden in tangentialer und radialer Richtung wieder als Schwinden in Querrichtung zusammengefasst, da die Art des Einschnittes eines Holzstücks stark variiert und dem Ingenieur unbekannt ist. Bild B2-4 zeigt exemplarisch das Quellen von Rotbuche. Die Quellung in radialer und tangentialer Richtung ist deutlich unterschiedlich. Die Längsquellung ist sehr gering, da die Mikrofibrillen der S2-Schicht in Faserrichtung orientiert sind und der Anteil quer zur Faser liegender Fibrillen sehr klein ist. Dadurch sind im Gegensatz zur Faserrichtung rechtwinklig dazu sehr viele freie Hydroxyl-Gruppen der Celluloseketten vorhanden. Damit kann sich quer zur Faser sehr viel mehr Wasser anlagern und das Quellen/Schwinden ist ausgeprägter. In Bild B2-4 ist auch zu sehen, dass sich die Quellung nach dem Fasersättigungsbereich ($\approx 35\%$ für Buche) stabilisiert.

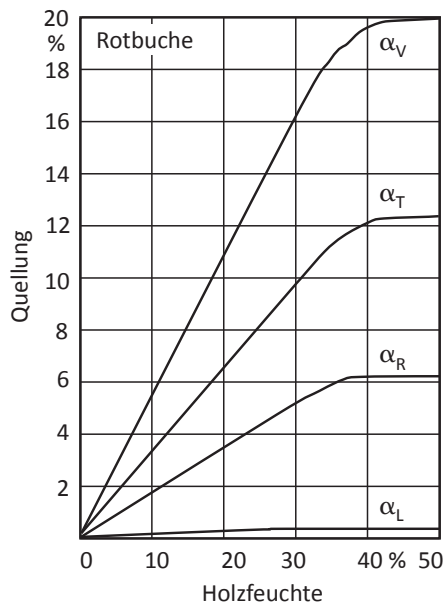


Bild B2-4 Quellen von Rotbuche; α_L längs, α_R radial, α_T tangential, α_V Volumen. (Kollmann und Coté, 1968)

Im Durchschnitt liegt das Längsschwindmaß der europäischen Hölzer bei 0,4%, das Radialschwindmaß bei 4,3% und das Tangentialschwindmaß bei 8,3%. Die Längsschwindung ist also um eine Zehnerpotenz geringer als die Schwindung in Radial- bzw. Tangentialrichtung. Das Quell- und Schwindverhalten der unterschiedlichen Holzarten wird durch die Rohdichte, den Spätholzanteil, den anatomischen Aufbau und den Ligninanteil deutlich beeinflusst. Der Ligninanteil hat einen Einfluss auf das Quell- und Schwindverhalten, da Lignin wesentlich hydrophober als Cellulose ist. Stark lignifizierte Holzarten schwinden deutlich weniger als schwach lignifizierte. Den weitaus größten Einfluss hat jedoch der Winkel der Cellulosefibrillen in der S2-Schicht (siehe Beitrag B1). Bei Druckholzfasern beispielsweise haben die Fibrillen der S2-Schicht einen größeren Winkel zur Faserrichtung als bei normalen Fasern (Druckholz siehe Beitrag B3, Abschnitt Reaktionsholz). Dadurch ist das Längsschwinden erhöht und das Schwindmaß in radialer und tangentialer Richtung geringer. Bei Druckholz kann der Winkel der Cellulosefibrillen in der S2-Schicht bis zu 45° betragen, wodurch etwa gleich große feuchtebedingte Verformungen in Längs- und Querrichtung auftreten.

Die beobachteten Verformungen von eingeschnittenem Holz (Bild B2-5) lassen sich gut mit dem soeben erklärten „axialsymmetrischen“ Quell- und Schwindverhalten erklären. Das unterschiedliche Quell- und Schwindverhalten in den drei Hauptrichtungen hat eine erhebliche Verformung des Holzes und innere Spannungen zur Folge. So wird z. B. die linke, der Markröhre abgewandte Seite eines Brettes beim Austrocknen stets hohl. Bei unsachgemäßer Trocknung (d. h. bei einem zu hohen Feuchtegefälle zwischen den äußeren und inneren Schichten des Holzes) kommt es insbesondere bei Holz mit hoher Rohdichte zu erheblichen Rissbildungen (insbesondere in Radialrichtung). Eine rasche Trocknung ist deshalb zu vermeiden.

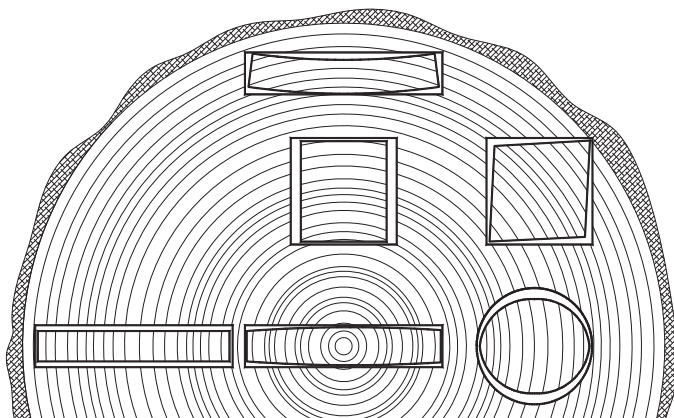


Bild B2-5 Verzerrung von Holz durch unterschiedliche Schwindung. (Kollmann und Coté, 1968)

Die Abmessungen des Holzes verändern sich etwa linear mit der Feuchte im Bereich zwischen 5% und 20% Holzfeuchtegehalt. In diesem Bereich können feuchtebedingte Verformungen berechnet werden aus:

$$h_2 = \frac{h_1 \cdot [100 + \beta \cdot (|u_2 - u_1|)]}{100} \quad (\text{B2-2})$$

mit h_1 und h_2 als Abmessungen (Dicke) bei einem Holzfeuchtegehalt von u_1 bzw. u_2 . β ist das Quell- (positiv) oder Schwindmaß (negativ) in %/ %.

Liegen keine holzartenspezifischen Werte des Quell- und Schwindmaßes vor, kann eine Näherungsgleichung verwendet werden. Sie drückt aus, dass das Volumenquell- und -schwindmaß β_V dem numerischen Wert der Rohdichte in g/cm^3 entspricht. Das bedeutet, dass das Volumen von Holz mit einer Rohdichte von $0,4 \text{ g/cm}^3$ bei jeder Zunahme der Holzfeuchte von 1% um 0,4% quillt. Darin steckt die grundsätzliche Überlegung, dass das Volumenquellmaß gleich dem Volumen des aufgenommenen Wassers ist. Das Quell- und Schwindmaß in longitudinaler Richtung β_0 ist in der Regel vernachlässigbar, womit das Maß in Querrichtung β_{90} der Hälfte des Volumenquell- bzw. -schwindmaßes entspricht.

Für die meisten Holzarten wie Fichte, Tanne, Kiefer, Lärche, Pappel und Eiche können für die ingenieurmäßige Anwendung $\beta_0 = 0,01\%/%$ und $\beta_{90} = 0,24\%/%$ verwendet werden. Für Holzarten mit höherer Rohdichte wie Buche (*Fagus sylvatica*) und Bongossi/Azobé (*Lophira alata*) ist das Quellen in Querrichtung höher: $\beta_{90} = 0,3\%/%$ sollte für Buche und $\beta_{90} = 0,36\%/%$ für Bongossi verwendet werden.

In Sperrholz liegen die feuchtebedingten Verformungen in Plattenebene in derselben Größenordnung wie diejenigen von Holz in longitudinaler Richtung. Bei anderen Holzwerkstoffen wie Spanplatten oder Faserplatten hängen diese Verformungen sehr stark vom speziellen Plattentyp und der Herstellungstechnik ab. Rechtwinklig zur Plattenebene liegen die reversiblen feuchtebedingten Verformungen in der gleichen Größenordnung wie für Bauholz. Viele Plattenprodukte, die während der Produktion hohen Druckspannungen ausgesetzt waren, zeigen jedoch zusätzliche, irreversible Dickenquellungen, das auch als "Rückfedern" bezeichnet wird.

Wird die Ausdehnung des Holzes behindert (z. B. in Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln), erzeugt die Feuchteaufnahme innere Kräfte. Bedingt durch das visko-elastisch-plastische Verhalten des Holzes werden solche Spannungen mit der Zeit abgebaut und es treten irreversible Dimensionsänderungen auf. Kehrt das Holz zu seiner ursprünglichen Feuchte zurück, sind die Abmessungen geschrumpft und eine Verbindung hat ihre Passgenauigkeit und somit einen Teil ihrer Tragfähigkeit verloren. Es ist deshalb bei der Bemessung wichtig, den Zugang zu solchen Konstruktionsdetails, die ein Nachspannen benötigen könnten, zu ermöglichen.

B2.2 Dichte

Die Dichte (bzw. Rohdichte) als Verhältnis von Masse zu Volumen ist ein wichtiger Parameter bei der Charakterisierung des Holzes. Holz ist ein kapillarporöser, quellfähiger Werkstoff. Im Holz können Wasser, Wasserdampf, Luft oder eine Tränkflüssigkeit enthalten sein. In Abhängigkeit vom Anteil dieser Stoffe ändern sich sowohl die Masse als auch das Volumen des Holzes. Da der Feuchtegehalt des Holzes je nach Umgebungsklima schwankt und unterhalb des Fasersättigungsbereiches sich dementsprechend das Volumen ändert, ist die Dichte feuchteabhängig. Daher muss stets die Rohdichte bei einem bestimmten Klima angegeben werden (häufig 20°C Umgebungstemperatur und 65% relative Luftfeuchte (Normal- oder Wohnraumklima) – etwa 12% Holzfeuchte). Die Rohdichte ρ_u ist der Quotient aus der Masse des Holzes (einschließlich des in den Poren enthaltenen Wassers) und dem Volumen eines Holzkörpers (einschließlich Hohlräume) bei einem definierten Feuchtegehalt u :

$$\rho_u = \frac{m_u}{V_u} \quad (\text{B2-3})$$

mit

- ρ_u Rohdichte bei Feuchtegehalt u
- m_u Masse des Holzes bei Feuchtegehalt u
- V_u äußeres Volumen des Holzes bei Feuchtegehalt u

In der Holztechnologie und im Ingenieurholzbau wird hauptsächlich die Darr-Rohdichte ρ_{dtr} und die Rohdichte bei 12% Holzfeuchte ρ_{12} verwendet. Die Rohdichtewerte (= ρ_{12}) nach EC 5 oder EN 338 beziehen sich auf Masse und Volumen bei der Gleichgewichtsfeuchte ($\approx 12\%$), die sich bei einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte von 65% einstellt. Die Rohdichtewerte nach EC 5 oder EN 338 beziehen sich also entweder auf die mittlere Rohdichte $\rho_{12,\text{mean}}$ oder auf die charakteristische Rohdichte $\rho_{12,k}$, die als 5%-Quantil der Grundgesamtheit definiert ist. Für eine Festigkeitsklasse des Bauholzes wird die Rohdichte in der Regel normalverteilt mit einem Variationskoeffizient (COV) von 10% angenommen. Daraus folgt (Faktor 1,645 für Normalverteilung und 0,1 = 10% COV):

$$\rho_{12,k} = \rho_{12,\text{mean}} - 1,645 \cdot (0,1 \cdot \rho_{12,\text{mean}}) \quad (\text{B2-4})$$

Die Rohdichte ρ_c der Zellwand beträgt etwa 1500 kg/m³. Daher ist die Rohdichte des Holzes abhängig von der Porosität, die als Volumenanteil der Zelllumen definiert ist. Bauholz weist in der Regel Darr-Rohdichten zwischen 300 bis 550 kg/m³ auf, was einem Hohlraumvolumenanteil von 0,8 bis 0,63 entspricht.

Einfluss der Dichte auf die Holzeigenschaften

Die Dichte ist eine der dominierenden Einflussgrößen auf nahezu alle Holzeigenschaften. Die meisten mechanischen Eigenschaften zeigen eine positive Korrelation mit der Rohdichte. Bild B2-6 zeigt schematisch die Wirkung der Rohdichte auf einige Eigenschaften.

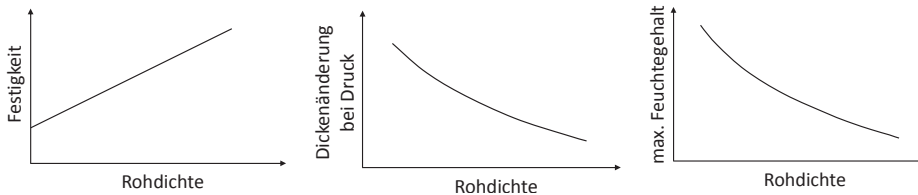


Bild B2-6 Schematische Darstellung des Einflusses der Rohdichte.

Einflüsse auf die Dichte und die Dichteverteilung von Holz

Holzart

Das Verhältnis zwischen Zellwand- und Porenanteil schwankt zwischen den einzelnen Holzarten erheblich, daher ist die Dichte holzartenabhängig. Aber auch innerhalb einer Holzart treten große Streuungen der Dichte auf.

Standortbedingungen

Boden und Klima sowie weitere Umgebungsbedingungen (v. a. der Abstand der Bäume voneinander) wirken entscheidend auf das Wachstum von Bäumen und damit die Dichteverteilung von Holz ein (siehe auch Beitrag B3). So haben langsam wachsende Nadelhölzer aus kälteren Gegenden Europas höhere Rohdichten als schnell wachsende Nadelhölzer der gleichen Art aus der Mittelmeerregion.

Früh- und Spätholzanteil

Das Frühholz von Nadelhölzern hat eine geringere Dichte als das Spätholz, da die Zellwände wesentlich dünner und die Zelllumen größer sind.

Jahrringbreite

Bei breiteren Jahrringen nehmen der Spätholzanteil und damit die Dichte von Nadelholz ab. Bei Laubbäumen gilt das Gegenteil (siehe auch Beitrag B3, Bild B3-2).

B2.3 Einfluss der Temperatur

Einfluss der Temperatur auf die Holzeigenschaften

Die thermische Ausdehnung hat im Vergleich zum Quellen und Schwinden des Holzes eine deutlich geringere Bedeutung. Außerdem bewirkt eine Temperaturänderung eine Änderung des Feuchtegehaltes und damit Quell- und Schwindverformungen. Die Quell- und Schwindmaße rechtwinklig zur Faser sind etwa um eine Zehnerpotenz größer als die thermischen Längenänderungen. Temperaturänderungen in einem weiten Bereich wirken sich auf die Eigenschaften des Holzes aus. Die Festigkeitswerte des Holzes nehmen mit steigender Temperatur ab und steigen entsprechend mit sinkender Temperatur (siehe Tabelle B2-2). Weitere Zusammenhänge sowie das Brandverhalten von Holz und Holzwerkstoffen werden in Beitrag G1 dargestellt.

Tabelle B2-2 Einfluss der Temperatur auf einige Eigenschaften bei einer Erhöhung von 20°C auf 100°C.

Eigenschaft	Änderung
Biegefestigkeit	-28%
Zugfestigkeit	-8%
Druckfestigkeit	-44%
Biege-Elastizitätsmodul	-17%

B2.4 Rheologische Eigenschaften

Die Fließ- und Verformungseigenschaften eines Stoffes werden als rheologische Eigenschaften bezeichnet. Dies können die Eigenschaften eines festen Werkstoffes (→ Elastizität, Plastizität) oder aber einer Flüssigkeit sein. Bei Flüssigkeiten spricht man von Viskosität; je höher die Viskosität, desto weniger fließfähig ist die Flüssigkeit. Holz zeigt ein kombiniertes Verhalten aus elastischem und viskosem, zeitabhängigem Verhalten, weshalb es als visko-elastischer Werkstoff bezeichnet wird. Die visko-elastischen Eigenschaften werden u. a. eingeteilt in:

- Kriechen (creep)
- Relaxation (relaxation)

Diese zwei wichtigen Aspekte des rheologischen Verhaltens von Holz werden im Folgenden kurz besprochen, wobei der für Holzbauingenieure wichtigste Aspekt sicherlich im Kriechverhalten von Holz liegt. Dem Kriechen wird bei der Bemessung durch den Beiwert k_{def} Rechnung getragen.

Kriechen

Als Kriechen wird die Zunahme der Verformung im Laufe der Zeit unter ständiger Belastung bezeichnet. Bild B2-7 oben zeigt ein Belastungsschema, das die in Bild B2-7 unten gezeigten Kriechverformungen bei Holz auslösen kann. Ab dem Zeitpunkt t_0 des Belastungsbeginns beginnt auch die elastische Verformung des Holzes bis zum Zeitpunkt t_{inst} . Bei t_{inst} ist die elastische Verformung u_{inst} unter der aufgebrauchten Last F abgeschlossen und unmittelbar danach beginnt die Kriechverformung. Die Kriechkurve kann in zwei Bereiche eingeteilt werden. Zu Beginn steigt die Kriechverformung rasch an, bevor sie dann mit einer konstanten Kriechgeschwindigkeit konsolidiert. Bei Entlastung ab dem Zeitpunkt t_{fin} entsteht eine Rückverformung, die bei ideal visko-elastischem Verhalten auf den Wert $u = 0$ zurückgeht. Dies ist bei Holz, abhängig von der Belastungshöhe und Belastungsdauer, meist nicht der Fall. Eine bleibende Verformung u_{plast} nach vollständigem Entlasten weist auf eine Schädigung des Holzes im mikroskopischen Bereich hin. Die Bezeichnung von Holz als visko-elastischer Werkstoff ist also nicht ganz korrekt.

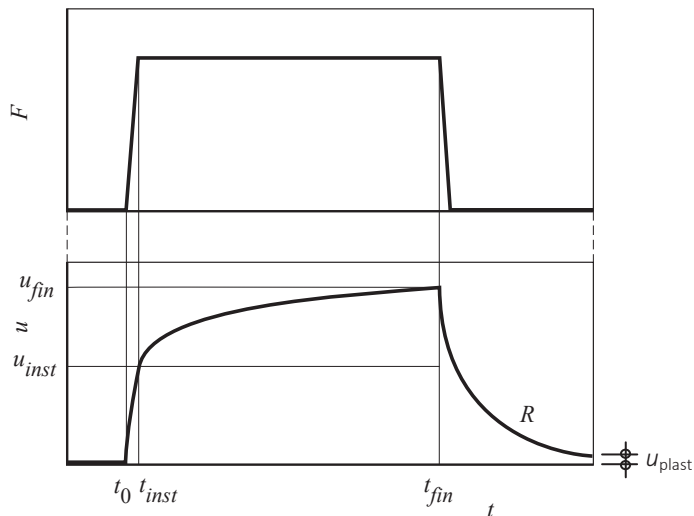


Bild B2-7 Belastung (oben) und verursachte Kriechverformung (unten), horizontale Achse Zeitachse. (STEP 1995 Beitrag A19)

Einflussgrößen auf das Kriechen

Die das Kriechverhalten beeinflussenden Parameter sind:

- Holzfeuchte und Holzfeuchteänderungen,
- Belastungsdauer,
- Temperatur,
- Höhe der Spannung.

Die ersten beiden Faktoren haben den weitaus größten Einfluss auf das Kriechen. Die Holzfeuchte geht über die auszuwählende "Nutzungsklasse" in die Bemessung ein und die Belastungsdauer über die "Klasse der Lasteinwirkungsdauer". Das Kriechverhalten ist außerdem für verschiedene Werkstoffe stark unterschiedlich. So kriechen Holzwerkstoffplatten generell stärker als Vollholz, wobei das Kriechen umso ausgeprägter ist, je kleiner die Holzbestandteile der Werkstoffplatten werden. So gilt für harte Holzfaserverplatten in der Nutzungsklasse 2 ein k_{def} -Wert von 3,00, für OSB-Platten von 2,25 und für Vollholz, Brettschichtholz und Furnierschichtholz von 0,80.

Bild B2-8 zeigt Kriechkurven für Holz bei unterschiedlichen Feuchtebedingungen. In den gezeigten Kurven ist noch ein weiterer Effekt zu beobachten, das sogenannte mechanosorptive Kriechen. Die Überlagerung von Quellen, Schwinden und Kriechen wird als mechanosorptives Kriechen bezeichnet. Die Kriechverformung steigt in der Trocknungsphase (Schwinden, Kurve (b)) und nimmt in der Durchfeuchtungsphase (Quellen, Kurve (d)) ab. In Bild B2-8 ist gut zu sehen, wie sehr dieser mechanosorptive Effekt die Kriechkurven beeinflusst; der Einfluss von Holzfeuchteänderungen ist umso größer, je größer und schneller die Holzfeuchteveränderungen sind. Der Einfluss der Höhe der Spannung ist in Bild B2-9 dargestellt. Je höher die aufgebraachte Last, desto schneller und ausgeprägter kriecht Holz. Der Einfluss der Temperatur auf das Kriechen lässt sich ebenfalls durch den chemischen Aufbau des Holzes erklären. Durch die polymere Struktur nehmen die Kriechverformungen bei steigenden Temperaturen zu.

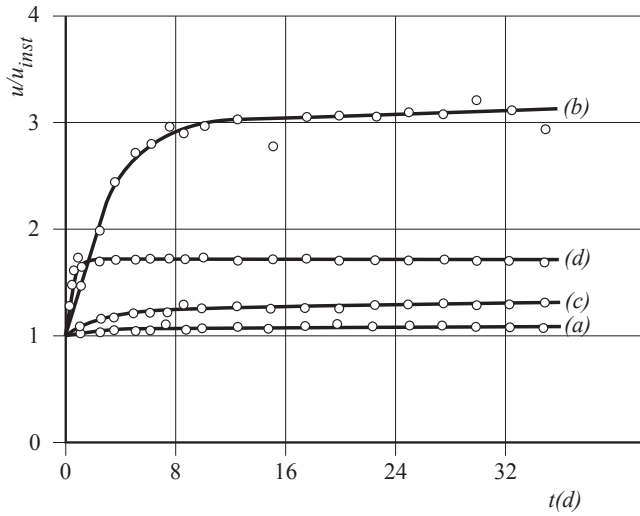


Bild B2-8 Kriechkurven von Eschenholz, Belastung mit 24% der Kurzzeitfestigkeit. (a) frisches Holz ohne Trocknung, (b) frisches Holz auf 12% getrocknet, (c) Holz mit konstant 12% Holzfeuchte, (d) Holz ursprünglich 12% mit anschließender Durchfeuchtung. (STEP 1995 Beitrag A19)

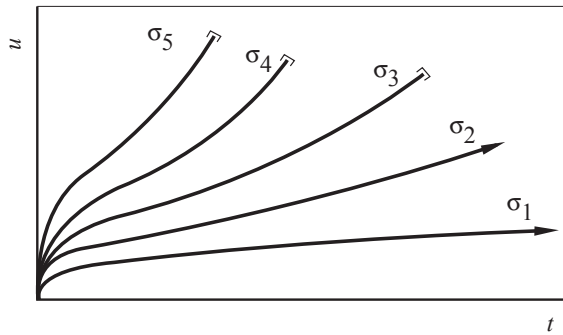


Bild B2-9 Einfluss der Höhe der Belastung auf das Kriechen, $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3 < \sigma_4 < \sigma_5$, u ist die Verformung, t die Zeit. (STEP 1995 Beitrag A19)

Relaxation

Die Abnahme der Spannungen bei konstanten Verformungen im Laufe der Zeit wird als Relaxation bezeichnet. Spannungsrelaxation ist vor allem für vorgespannte Tragwerke von Bedeutung. Bild B2-10 zeigt die Relaxation unter einer Querdruckspannung im Verlauf eines Jahres. Dieses Verhalten führt dazu, dass vorgespannte Bauteile nachgespannt werden müssen, im Fall von Bild B2-10 wurde zweimal nachgespannt. Veränderungen der Holzfeuchte haben ebenfalls Auswirkung auf die Relaxation. In der Trocknungsphase sinkt vor allem die Querdruckspannung durch das Schwinden des Holzes, während sie in der Durchfeuchtungsphase steigt. Bei höherer Anzahl der Holzfeuchtezyklen sinkt die Spannung jedoch deutlich ab.

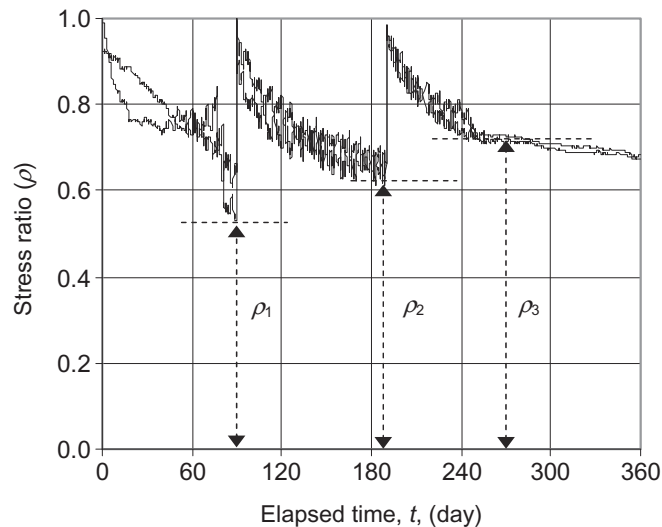


Bild B2-10 Spannungsverlauf während eines Jahres einer vorgespannten und zweimal nachgespannten Verbindung. (Awaludin et al. 1999)

B2.5 Literatur

P. Hoffmeyer, L.D. Andriamitantoa, Originalbeiträge A4, A19, STEP 1995.

Kollmann F.F.P und Coté W.A. (1968). Principles of wood science and technology. Volume I, Solid Wood. Springer Verlag, Berlin, 592 S.

Awaludin A., Hirai T., Hayashikawa T., Sasaki Y. und Oikawa A. (2008). One-year stress relaxation of timber joints assembled with pretensioned bolts. Journal of Wood Science 54(6):456-463.

B3 Holzbildung und Holzmerkmale

Originalbeiträge: P. Hoffmeyer, L.M.R. Nunes, P.P. de Sousa

Das Leben des Baumes bildet die entscheidende Grundlage für das Verständnis des Roh- und Werkstoffes Holz, da es in höherem Maße als bei vielen anderen Rohstoffen Einfluss auf die für die Nutzung wichtigen Eigenschaften hat. Deshalb verdient die Individualität eines Baumes bei der Beurteilung des Rohstoffes so große Beachtung. Die Eigenschaften des Holzes sind von Baumart, Einzelbaum und Baumteil abhängig. Von Natur aus liegen daher eine große Anzahl vorkommender Strukturen, Dimensionen und Formen vor. Dies kann bei speziellen Anforderungen (z. B. früher: gebogene Stämme für Schiffsrümpfe) von Vorteil sein. Mit zunehmender Industrialisierung und ihrem Zwang zu rationellen Fertigungsmethoden mit großen Serien ist die Wechselhaftigkeit der Holzeigenschaften innerhalb einer Holzsorte nachteilig. Durch die Kenntnis der Einflüsse auf die Holzbildung und der möglichen Veränderungen im Holz kann diesen Problemen begegnet werden.

B3.1 Holzbildung

Der Schaft

Die Form des Schaftes, Bild B3-1, wird durch die Zahl und Breite der Jahrringe im Holz und durch die Rindendicke bestimmt. In Abhängigkeit von den jährlichen Triebblängen nimmt die Zahl der vorhandenen Jahrringe mit der Baumhöhe ab. Bei gleich bleibenden Triebblängen und Jahrringbreiten in allen Schafthöhen würde der unberindete Schaft die Form eines Kegels annehmen. Da jedoch die Triebe von unregelmäßiger Länge und die Jahrringe von wechselnder Breite sind, weichen die Baumschäfte von der Kegelform mehr oder weniger ab. Während des Baumlebens kann sich die Verteilung der Jahrringbreiten in den verschiedenen Schafthöhen vor allem infolge eines Wechsels der Umweltbedingungen verändern. Wenn beispielsweise ältere Bäume, die im dichten Bestand erwachsen sind, freigestellt werden, verlagert sich der stärkste Durchmesserzuwachs in die unteren Schaftteile. Diese Zuwachsverlagerung ist bei Nadelbäumen deutlicher als bei Laubbäumen. In freistehenden oder freigestellten Bäumen kann die Jahrringbreite von unten nach oben abnehmen.

Die vertikale Gliederung eines Baumes in Wurzel, Stamm und Krone bzw. in Wurzel, Schaft und Äste verändert sich während des Baumlebens. So reicht die Krone am jungen Bäumchen zunächst bis zum Erdboden. Der Gegensatz zwischen Stamm und Krone bildet sich erst mit dem Absterben der unteren Äste, dem Astabfall und dem Überwachsen der Stümpfe durch astreines Stammholz immer stärker heraus. Die vertikale Gliederung der Bäume, vor allem die Stammlänge und die Kronengröße, werden durch den Abstand der

Bäume voneinander beeinflusst. Freistehende Bäume bleiben bis ins hohe Alter tief beastet und bilden unter einer großen Krone einen kurzen, astdurchsetzten Stamm aus. Im geschlossenen Bestand dagegen kommt es durch Beschattung der unteren Zweige meist schon frühzeitig zu einer Differenzierung in einen anteilig langen Stamm und eine relativ kleine Krone. Das nach Länge, Durchmesser und Holzqualität wertvollste Holz wird aus dem Stamm gewonnen. Die aus dem Kronenbereich anfallenden Holzsorten sind in der Regel durch geringere Abmessungen, schlechtere Formen und häufig auch durch schlechtere innere Qualität (z. B. größere Äste) gekennzeichnet.



Bild B3-1 Schaftformen: links vollholzig, rechts abholzig. Abholzigkeit kommt besonders bei freistehenden Bäumen und an Bestandsrändern vor. Starke Durchmesserabnahme zum Zopf hin (= Abholzigkeit) wirkt sich auf Gebrauchsfähigkeit und Ausbeute sehr ungünstig aus. (Steuer, 1990)

Die Jahrringe

Der Wechsel in der Ringbreite ist abhängig von der Holzart und dem Alter des Baumes, seiner Vitalität und Stellung im Bestand, von Umwelteinflüssen wie dem Angebot an Wasser, Nährstoffen, Licht und Wärme und von waldbaulichen Pflegemaßnahmen. Waldbrände und Insektenfraß können die Jahrringbreite ebenfalls beeinflussen. Neben dem Wechsel der Jahrringbreite ist in Nadelhölzern und ringporigen Laubhölzern die Änderung des Spätholzanteils ein bedeutendes Merkmal der Jahrringvariabilität. Die Wasserführung ist auf die Frühholzzonen beschränkt, so dass im Stammquerschnitt konzentrische Ringe von Wasserleitgewebe mit entsprechenden Trockenzonen alternieren. Die Kurven c in Bild B3-2, die die Entwicklung der Frühholzbreite mit zunehmender Ringbreite beschreiben, zeigen, dass in hochentwickelten ringporigen Laubhölzern (Esche, Bild links) das Gewebe für die Wasserführung unabhängig von der Wuchsleistung angelegt wird. In den Nadelhölzern (Kiefer, Bild rechts) ist das Gegenteil der Fall. In ringporigen Laubholzarten ist die Frühholzbreite nahezu konstant, während die Spätholzbreite in Abhängigkeit vom Zuwachs zunimmt. Bei Nadelhölzern hingegen verändert sich die Spätholzbreite mit zunehmender Ringbreite kaum. Dies erklärt z. B. die Unterschiede in den Jahrringbreiten und dem Spätholzanteil von feinringigen Fichten aus dem nördlichen Skandinavien und von eher grobringigen Fichten mit hohem Frühholzanteil eines guten Standortes in Deutschland. Diese Zusammenhänge haben Einfluss auf die Rohdichte und damit auf die mechanischen Eigenschaften.

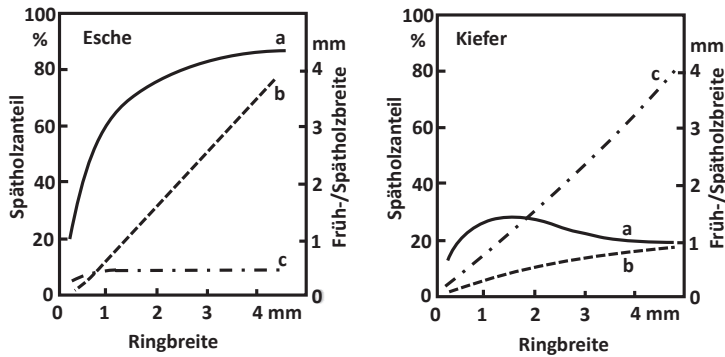


Bild B3-2 Früh- und Spätholzbreite und Spätholzanteil in Abhängigkeit von der Breite der Jahrringe bei *Fraxinus excelsior* (Esche, links) und *Pinus silvestris* (Kiefer, rechts); Spätholzanteil (a), Spätholzbreite (b), Frühholzbreite (c). (Knigge und Schulz, 1966)

Die Äste

Für die konstruktive Verwendung ist die Ästigkeit ein wichtiges Merkmal des Holzes, da durch jeden Ast die Holzstruktur gestört wird. Hierbei handelt es sich im Wesentlichen um lokale Abweichungen vom geraden Faserverlauf; die Fasern des Schaftes müssen um den Ast herum wachsen. Bei der vertikalen Astverteilung am Schaft ist zwischen jenen Baumarten zu unterscheiden, bei denen die Äste örtlich gehäuft und anderen, bei denen sie zerstreut auftreten. Die am deutlichsten ausgeprägte Häufung von Ästen tritt an Baumarten auf, die ihre Äste in Quirlen anordnen (Bild B3-3) und astfreie bzw. fast astfreie Zwischenstücke in der Länge der Jahrestriebe aufweisen, wie z. B. Kiefer, Fichte und Tanne. Häufig werden Äste unter dem Einfluss der Umweltbedingungen an einer Stammseite dicker (z. B. bei Bäumen am Waldrand). Der Durchmesser der am Schaft gebildeten Äste nimmt im Durchschnitt von unten nach oben bis zum Kronenansatz zu und innerhalb des Kronenraumes wieder ab. Vor allem bei Nadelbaumarten sind aber auch in höheren Stammteilen viele kleine Äste zu finden.



Bild B3-3 Querschnitt mit Astquirl.

Von großer Bedeutung für die Beeinflussung der mittleren Astdicken sind forstliche Maßnahmen, die den Wuchsraum bestimmen, der der einzelnen Pflanze im Pflanzverband verbleibt. Mit zunehmendem Baumabstand und steigendem Lichteinfall beschleunigt sich das Wachstum und verzögert sich das Absterben der Äste am unteren Kronenrand, so dass sie einen größeren Durchmesser erreichen. Eine weitere wichtige forstliche Maßnahme ist die Entastung, wodurch dickere astfreie Schichten entstehen können. Die Astdicke beeinflusst die Güte des Holzes direkt durch die Größe der Störungsstelle in der Holzstruktur und indirekt durch die Vermorschungs- und Überwallungszeit, von der der Zustand des Aststumpfes abhängt. Mit fortschreitendem Höhenwachstum und der Bildung neuer Zweige werden die unteren Äste durch jüngere Kronenteile und Nachbarbäume immer stärker beschattet und sterben ab. In Höhe der Stammoberfläche entsteht innerhalb des absterbenden Astes dann meist eine Schutzperre, durch welche die lebenden Baumteile von der durch Absterben und Abfallen des Astes entstehenden Wunde abgeriegelt werden. Sie wird oft makroskopisch durch ihre Dunkelfärbung als scharf abgegrenzte, schmale Zone sichtbar. Nach dem Absterben wird der Ast vor allem durch Pilze, aber auch durch Insekten angegriffen und vermorscht. Dieser Vorgang beansprucht bei den Laubbäumen weniger Zeit als bei den meisten Nadelbäumen. Bei Laubbäumen brechen die Äste meist in ganzer Länge, also auf einmal ab. Bei vielen Nadelbaumarten brechen sie dagegen stückweise ab. Aus dem Stamm herausragende Stümpfe bleiben also in sehr unterschiedlicher Länge, bzw. über kurze oder lange Zeit erhalten. Dies beeinflusst die Nutzung des Holzes, da der Aststumpf durch das Dickenwachstum des Stammes umschlossen wird. Er liegt ohne Verwachsung mit dem umgebenden Stammholz wie ein Fremdkörper im gesunden Holz (Bild B3-4). Auch der gesunde, fest mit dem Holz verwachsene, marknähere Astteil ist als Störung anzusehen. Er weicht in Art und Orientierung seiner Zellen und damit in seinen Eigenschaften vom umgebenden Stammholz deutlich ab. Das Überwallungsholz, das den Aststumpf umschließt, wölbt sich in der Regel vor, so dass auch nach der Schließung der Wunde zunächst noch eine beulige Erhebung verbleibt. In dieser weichen die Holzfasern zunächst stärker, dann schwächer werdend von der achsenparallelen Orientierung ab.

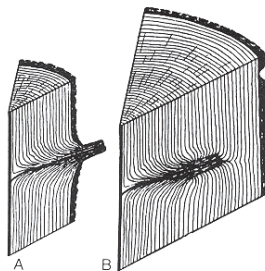


Bild B3-4 Entstehung des Tot- oder Durchfallastes: Der tote Ast (A) ist nicht in ganzer Länge abgefallen. Die nachfolgenden Jahrringe haben den Aststumpf völlig eingeschlossen (B). Erst beim Aufschneiden des Stammes kommt der Ast wieder zum Vorschein. (Steuer, 1990)

B3.2 Holzmerkmale

Den Begriff „Holzmerkmale“ generell zu definieren ist schwierig. So sind viele Eigenheiten des Baumaufbaues wie abnehmender Durchmesser, Äste usw. vom biologischen Standpunkt aus als natürlich und innerhalb bestimmter Grenzen als unvermeidbar anzusehen. In der Verarbeitung oder im Gebrauch des Holzes führen diese Eigenheiten jedoch oft zu Problemen. Daher kann die Frage, was ein Holzmerkmal ist, nicht einheitlich, sondern nur unter Berücksichtigung der geplanten Nutzung beantwortet werden. Die in diesem Beitrag beschriebenen Wuchsunregelmäßigkeiten und Holzmerkmale lassen sich grob in folgende Kategorien einteilen:

Abweichungen von der idealen Stammform

Die für die meisten Verwendungszwecke ideale Stammform ist ein Zylinder mit möglichst großer Länge. Als unerwünscht gelten:

- Unerwünschte Abweichungen, die in der Längsrichtung auftreten. Dazu gehören Krümmungen und übermäßiger Durchmesserabfall (z. B. Abholzigkeit).
- Unerwünschte Abweichungen, die sich im Querschnitt auswirken. Dies sind von der Kreisform abweichende Querschnitte (z. B. Spannrückigkeit).

Abweichungen vom durchschnittlichen Holzaufbau

- Unerwünschte Abweichungen von der durchschnittlichen chemischen und anatomischen Zusammensetzung des Holzes (z. B. Reaktionsholz).
- Unerwünschte Abweichungen von der normalen Ausrichtung der Strukturelemente zur Längsachse des Sprosses (z. B. Drehwuchs oder Äste).
- Verbindungslosigkeit nacheinander gebildeter Holzschichten (z. B. bei überwachsenen Wundflächen).
- Einschlüsse von Harz, Rinde usw. (z. B. in den Überwallungsbereichen von Ästen).

Unerwünschte nachträgliche Veränderungen

- Verfärbungen, welche sehr verschiedenartige Ursachen haben können (z. B. Lichteinwirkung, Sauerstoffzutritt, Pilzinfektionen usw.)
- Risse, die entweder radial verlaufen oder als so genannte Ringschäle aneinander liegende Jahrringe ganz oder partiell voneinander trennen.
- Brüche (z. B. Wipfelbruch, Schaftbruch).
- Löcher, die in erster Linie von holzbohrenden Insekten verursacht werden, daneben auch durch so genannte Hohlfäulen (Weißlochfäule).
- Strukturabbau durch Pilze.

Viele der im Folgenden beschriebenen sogenannten Grundmerkmale (siehe Bild B3-5) treten nicht allein, sondern in Kombination mit anderen, d. h. als kombinierte Holzmerkmale auf. Ein solches kombiniertes Holzmerkmal ist z. B. im Bereich ehemaliger Wunden zu finden, an denen das Kambium im Laufe des Baumlebens auf mehr oder weniger großer Fläche abgestorben war. Die Vielfalt der im Wundbereich vorhandenen Grundmerkmale, wie Verfärbungen, Einwüchse, Strukturänderungen usw. ist aus Bild B3-6 ersichtlich.

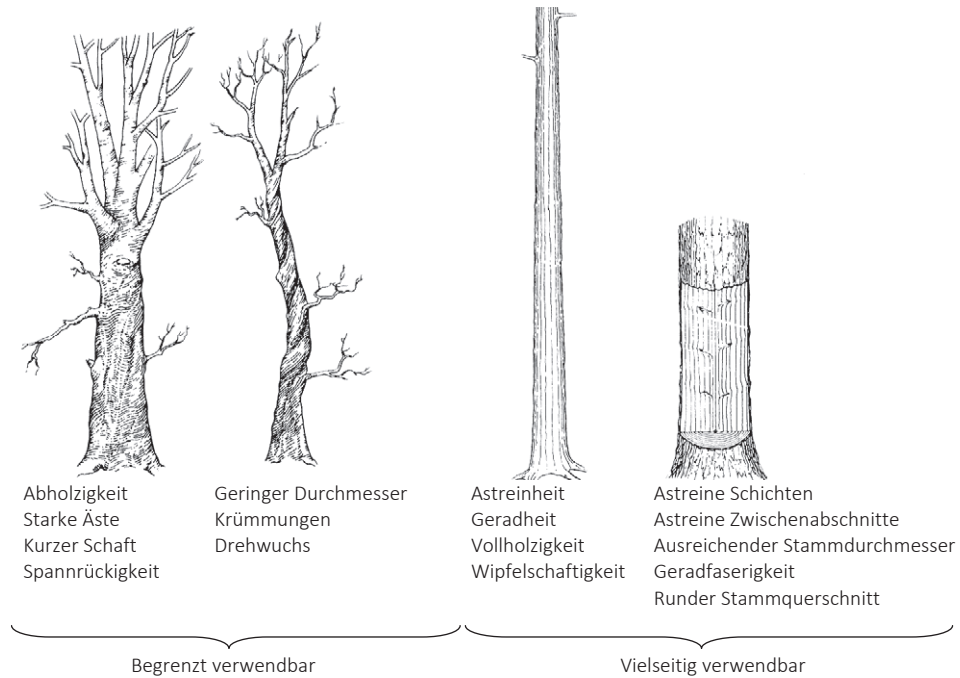


Bild B3-5 Darstellung einiger Merkmale begrenzt und vielseitig verwendbarer Bäume. (Knigge und Schulz, 1966)

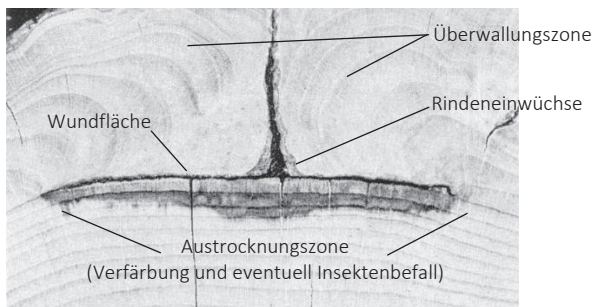


Bild B3-6 Wunden und Wundüberwallung im Buchenholz. (Knigge und Schulz, 1966)

Abholzigkeit

Ein wichtiges Merkmal für die Beurteilung von Stämmen stellt das Maß der Abholzigkeit (überdurchschnittliche Durchmesserabnahme mit zunehmender Baumhöhe) dar, Bild B3-1. Ein Durchmesserabfall bis zu 1 cm je laufenden Meter gilt als vollholzig, darüber liegende Werte gelten als abholzig. Die Abholzigkeit macht sich vor allem beim Einschnitt des Rundholzes zu langen Schnitthölzern bemerkbar. Sie setzt aufgrund der geringen Zapfdurchmesser die Ausbeute herab und wirkt sich daher wertmindernd aus. Der Grad der Abholzigkeit bestimmt auch die Verschnittmenge im Sägewerk. Auch werden die Festigkeitseigenschaften der erzeugten Ware gemindert, da bei parallelem Schnitt mehr Jahrringe und Fasern durchschnitten werden als in vollholzigen Abschnitten. Abholzigkeit hängt stark vom Standort und der Pflege des Baumes ab. Randbäume sind z. B. besonders abholzig.

Krümmungen

Als Krümmung wird die Abweichung der Stammachse von der Geraden bezeichnet. Krümmungen sind normalerweise immer von anderen Merkmalen wie exzentrischer Lage der Markröhre, Reaktionsholz, usw. begleitet.

Abweichung von der Kreisform

Ovale Stammquerschnitte wie in Bild B3-7 gezeigt sind meist auf Windeinwirkung zurückzuführen. Dabei liegen der größte Durchmesser in der Windrichtung und der größte Radius bei Nadelbäumen an der windabgekehrten Seite. Auch an geneigten Stämmen und im Bereich von Krümmungen sind Abweichungen vom kreisförmigen Querschnitt häufig. Weitere Ursachen können einseitige Beanspruchungen durch Sonne, Schneeschub, Kronenform und Hanglage sein.



Bild B3-7 Ovale Stammform, exzentrischer Wuchs.

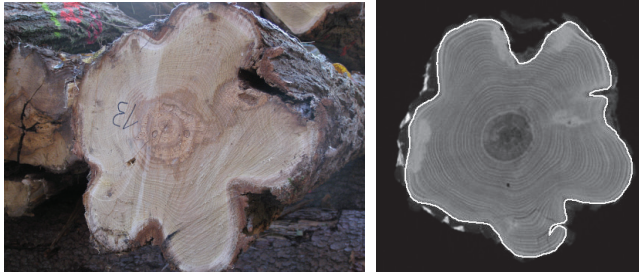


Bild B3-8 Spannrückigkeit bei der Robinie.

Eine andere Form der Querschnittsveränderung ist die Spannrückigkeit, Bild B3-8. Hier verlaufen die Jahrringe wellenförmig im Querschnitt, es ergibt sich eine wie von Kanälen durchzogene Stammform. Die Massenausbeute wird durch die Buchtungen erheblich herabgesetzt. Es besteht außerdem die Gefahr der Verwerfung und der Verringerung der Festigkeit. Die Spannrückigkeit kann aber auch stellenweise auftreten, z. B. als so genannte Hohlkehlen (Hohlkehligkeit) unter starken Ästen. Ursache der Spannrückigkeit ist eine ungleichmäßige Teilungstätigkeit im Kambium. Sie kann hervorgerufen werden durch Verletzungen, genetische Disposition oder Wurzelanläufe.

Gabelwuchs (Zwiesel)

Zwiesel (Bild B3-9) entstehen als Folge des Zusammenwachsens zweier Bäume am Stammgrund oder durch Knospenschädigungen (z. B. bei Esche durch Eschenzwieselmotte), auch durch Wildverbiss oder als Folge von genetischen Ursachen. Bei der Stammholzverwendung ist die Zwieselstelle herauszuschneiden, wodurch es zu Mengenverlusten kommt. Weiterhin können Fäulnisherde und Verfärbungen, z. B. Falschverkernung bei Buche, entstehen; außerdem sind Zwiesel auch häufig mit Rindeneinwüchsen und Faserverwirbelungen verbunden.



Bild B3-9 Gabelwuchs.

Drehwuchs

Als Drehwuchs wird ein nicht parallel zur Stammachse, sondern schraubig angeordneter Faserverlauf bezeichnet, der sich bei Betrachtung der Tangentialfläche zeigt, Bild B3-10 links. Von einigen Baumarten (z. B. Rosskastanie) ist bekannt, dass sie stets gedreht sind und eine bestimmte Drehrichtung bevorzugen. Auch von vielen Nadelbäumen ist bekannt, dass ihr Holz in der Jugend nach links dreht und dann früher oder später an einem Teil der Stämme in Geradfaserigkeit oder Rechtsdrehwuchs übergeht. Besonders tropische Baumarten zeigen ein rhythmisches Umschlagen der Drehrichtung (Wechseldrehwuchs). Es hat sich gezeigt, dass sehr viele Baumarten in ihrer Drehwüchsigkeit ganz bestimmten Gesetzmäßigkeiten folgen, fast jedes Holz weist in geringem Umfang Drehwuchs auf, Bild B3-10 rechts. So fällt es schwer, im Drehwuchs eine Ausnahmeerscheinung zu sehen, ein Umsetzen von links nach rechts gilt bei den einheimischen Nadelhölzern eher als Regel. Wichtig ist herauszustellen, dass der Drehwinkel der Fasern im Laufe des Baumlebens normalerweise zahlreichen Veränderungen unterliegt. Drehwuchs hängt von der Holzart, der Hauptwindrichtung und einseitiger Benadelung bzw. Belaubung ab.

In drehwüchsigem Holzschichten werden bei stammparalleler Schnittführung mehr Fasern schräg durchschnitten als in geradwüchsigem Abschnitten. Die Festigkeit der bearbeiteten Körper nimmt also entsprechend ab. Bei Feuchtigkeitsänderungen ergeben sich größere Differenzen im Quell- und Schwindverhalten, so verziehen sich drehwüchsige Holzkörper entsprechend dem Grad und der Richtung ihrer Drehung. Dies spielt bei der technischen Holz Trocknung eine Rolle oder führt beispielsweise an Leitungsmasten zu einer Verdrehung des Zopfes gegenüber dem verankerten Fuß. Risse an drehwüchsigem Abschnitten wirken sich besonders unangenehm aus, da sie dem Faserverlauf folgend den Abschnitt schraubig durchziehen und dadurch größere Holzbereiche entwerten als Risse an geradwüchsigem Stämmen. Außerdem stört der Drehwuchs die Oberflächenbearbeitung, weil die Werkzeuge auf derselben Holzfläche unter verschiedenen Winkeln auf die Holzfasern treffen.

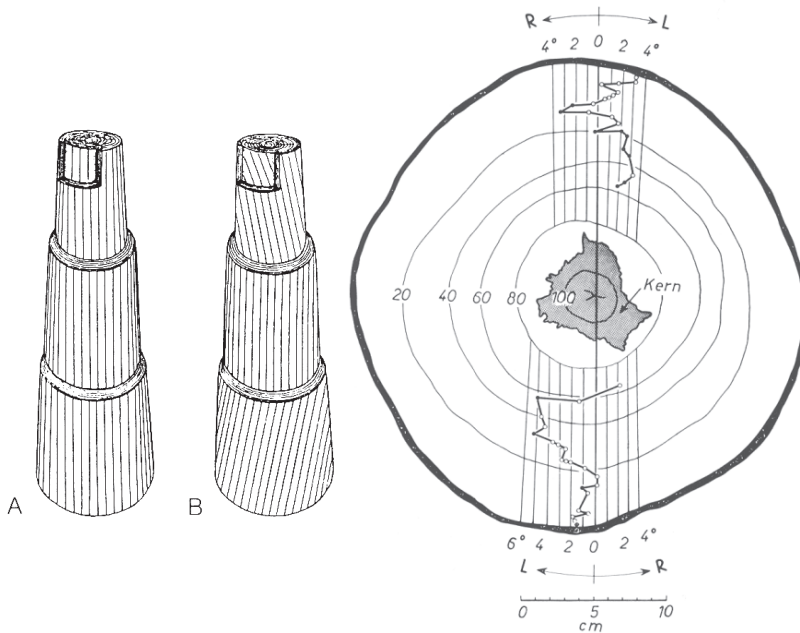


Bild B3-10 Links: Schematische Darstellung des in allen Holzschichten geraden Faserverlaufes (A) und des Umsetzens der Faserrichtung von links nach rechts (B). (Steuer, 1990) Rechts: Veränderungen des Drehwinkels mit dem Baumalter in einer Buche. (Knigge und Schulz, 1966)

Reaktionsholz

Das Reaktionsholz ist ein aktives Richtgewebe der Bäume. Der Baum versucht, die z. B. durch Winddruck oder Erdbeben aus der ursprünglichen Lage gebrachten Baumteile (Stamm, Äste) wieder in ihre Normalstellung zurückzubringen. Als Reaktionsholz werden das „Druckholz“ der Nadelhölzer und das „Zugholz“ der Laubhölzer bezeichnet, Bild B3-11.

Druckholz wird an der Unterseite schiefgestellter Stämme und Äste von Nadelholz ausgebildet. Die erhöhte Lignineinlagerung führt zu einer rötlichen Verfärbung des Holzes („Rotholz“) und zu einer höheren Rohdichte und Härte. Durch eine geneigtere Anordnung der Cellulose-Mikrofibrillen in der S₂-Zellwandschicht ist das axiale Quell- und Schwindmaß stark erhöht (siehe Beitrag B2). Die Bearbeitbarkeit ist wegen der Härte und Sprödigkeit des Druckholzes eingeschränkt, vor allem jedoch neigt Druckholz zu höherem Längsschwinden. Zugholz wird an der Oberseite schief stehender oder einseitig belasteter Laubholzstämmen oder auch -ästen ausgebildet. Es hat aufgrund geringer Lignineinlagerung eine weißliche bis silbrige Färbung („Weißholz“). Im Gegensatz zum Druckholz der Nadelhölzer hat Zugholz keine gegenüber dem umgebenden Holz erhöhte Härte, aber ebenfalls ein generell erhöhtes axiales Schwindmaß und schlechtere Bearbeitbarkeit.

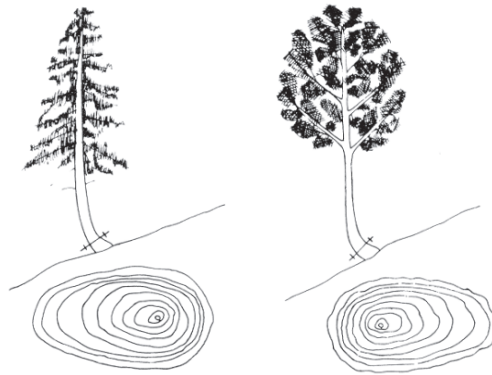


Bild B3-11 Exzentrischer Wuchs und Reaktionsholzbildung. Das Druckholz der Nadelbäume wird auf der Unterseite von hängenden Stämmen oder Ästen gebildet (links), das Zugholz der Laubbäume auf der Oberseite von hängenden Stämmen und Ästen (rechts). (Bosshard, 1984)

Wachstumsspannungen

Wachstumsspannungen sind interne Spannungen, die während des Baumwachstums aus dem Zusammenwirken von Wachstumsprozessen (vor allem Dickenwachstum) und Eigengewicht resultieren. Auch externe Einwirkungen wie Windlasten und daraus resultierende Biegespannungen haben Einfluss auf die Bildung von internen Spannungen. Bei einem frisch geschlagenen, aufgetrennten Stamm (ungetrocknet) sind Wachstumsspannungen deutlich sichtbar. Durch die Fäll- oder Trennschnitte werden Stammteile, die sich gegenseitig in Spannung hielten, entspannt, verformen sich, und Risse können sich bilden.

Wenn ein frischer Stamm in Längsrichtung aufgetrennt wird, so werden sich die beiden Hälften auseinanderbiegen (vergleichbar mit aufgetrennten Blumenstängeln, Bild B3-12 rechts). Das deutet darauf hin, dass sich während des Wachstums in den neu gebildeten Holzschichten in Faserrichtung Längszugspannungen ausgebildet haben, die jedoch Richtung Markröhre in Längsdruckspannungen übergehen. Dies wird bestätigt, wenn der frische Stamm quer zur Faserrichtung aufgetrennt wird; dann wölben sich die Trennflächen durch die Druckspannungen im Stammzentrum und durch die Zugspannungen am Stammmantel konvex auf. Schon im stehenden Baum entstehen diese durch Auftrennen sichtbar gewordenen inneren Spannungen, die mit zunehmendem Alter und Stammdurchmesser wachsen und schon vor der Fällung die Entstehung von Markrissen, Sternrissen, Ringrissen (Ringschalen) und Schilferrissen (Bild B3-12 links) begünstigen oder auslösen können.

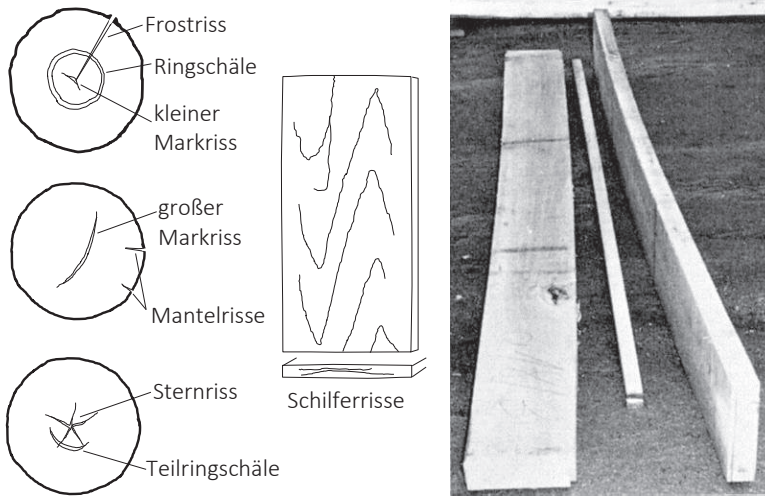


Bild B3-12 Links: Darstellung und Bezeichnung verschiedener Rissarten. Rechts: Buchenbohlen, die sich unmittelbar nach dem Einschnitt stark verformt haben. (Knigge und Schulz, 1966)

Markröhre

In der Holzverwendung ist die Markröhre oft unerwünscht. Sie ist besonders dann ungünstig zu beurteilen, wenn sie einen sehr ungeraden Verlauf aufweist und beispielsweise beim Einschnitt mehrere Brettoberflächen berührt. In älteren Stämmen gehen von der Markröhre oft kurze Risse aus, welche die Fehlerhaftigkeit erhöhen.

Falschkerne

Bei manchen Laubhölzern entstehen bei älteren Bäumen häufig aufgrund von Umwelteinflüssen so genannte Falschkerne bei der Umwandlung von Splint- in Kernholz. Diese Verfärbungen sind meist unerwünscht, weil sie vielfach innerhalb desselben Kernbereiches wechselnde Farben, dunkle Randzonen und unregelmäßige Formen zeigen. Bild B3-13 zeigt einen Falschkern in einer Stammscheibe aus Birnenholz.



Bild B3-13 Falschkern in Birnenholz.

Harzgallen und Harzrisse

Gallen sind durch Verletzung des Kambiums entstandene Beschädigungen, die nach Überwallung in Form örtlich begrenzter Verfärbungserscheinungen am Holz sichtbar bleiben. Harzgallen kommen bei Fichte, Lärche und Kiefer, nicht bei Tanne (Tanne ist nicht harzhaltig) vor. Bei Lärche führen Harzgallen (auch als Harztaschen bezeichnet) häufig zu unvollständiger Verkernung. Bei der Verarbeitung werden sie unter verschiedenen Winkeln angeschnitten und gelten an der Schnittware als Fehler, der sich durch Festigkeitsverluste, Farbveränderungen und durch schlechtes Aussehen beim Verbau im sichtbaren Bereich bemerkbar macht.

Unregelmäßigkeiten im Jahrringbau

Zu den Holzmerkmalen im anatomischen Aufbau des Holzes zählen auch alle Unregelmäßigkeiten im Jahrringbau, die auf die verschiedensten Ursachen, vor allem aber auf den Einfluss der Witterung, zurückgeführt werden können. Die Jahrringbreite gibt Hinweise auf einige Holzeigenschaften, wie z. B. innere Ästigkeit, Rohdichte, Gleichmäßigkeit der Holzbeschaffenheit, Oberflächeneigenschaften der Holzprodukte sowie Form- und Maßhaltigkeit. Viele Qualitätseigenschaften des Holzes sind eng mit der Jahrringbreite verbunden. Bei Nadelholz verbessern schmale Jahrringe die physikalischen Eigenschaften des Holzes, da dann der Spätholzanteil erhöht wird. Bei Laubholz, insbesondere bei Eiche, deuten schmale Jahrringe auf relativ weiches Holz hin. Breite Jahrringe sind bei z. B. Eiche ein Zeichen für hartes Holz, da bei breiten Jahrringen der Spätholzanteil größer ist und dieser ein Zeichen für Härte ist. Ein Wechsel der Jahrringbreiten bedeutet demzufolge auch einen Wechsel der Härte des Holzes, was sich u. a. auf die Bearbeitung der Oberflächen auswirkt. Von der Jahrringbreite hängt vor allem auch die Dichte ab, die viele holzphysikalische Eigenschaften maßgeblich beeinflusst. Holz mit unterschiedlichen Jahrringbreiten hat demzufolge z. B. unterschiedliche Schwindmaße oder Elastizitätsmoduln. Die Jahrringbreite schwankt im Minimum um 1 mm (z. B. bei Eibe) und im Maximum um einige Zentimeter (z. B. bei Pappel und Küstentanne).

Ästigkeit

Auf die teilweise erhebliche Minderung der Festigkeitseigenschaften von Holzbauteilen durch Äste wurde bereits hingewiesen, dabei wirkt sich weniger die Zahl als vielmehr der Durchmesser und die Lage einzelner Äste aus. Die Auswirkung des einzelnen Astes auf die Fehlerhaftigkeit des Holzes wird von mehreren Faktoren beeinflusst, die je nach Verwendungszweck mehr oder weniger gewichtig sein können:

- Vom Astdurchmesser. Je dicker ein Ast ist, umso störender wirkt er sich bei der Verwendung des Holzes aus.
- Von der Länge des eingewachsenen Astes. Kurze Aststümpfe, die noch in der Nähe der Markröhre enden, ermöglichen die Bildung dickerer astreiner Schichten. Sie stören deshalb die Verwendung des Holzes weniger.
- Vom Astwinkel. Steile Äste durchziehen bei gleicher Astlänge einen größeren Längs-, aber einen geringeren Querschnittsbereich des jeweiligen Holzstückes. Je nach Verwendungszweck können entweder größere oder kleinere Astwinkel günstiger zu beurteilen sein.
- Vom Anteil der verschiedenen Astbereiche in eingewachsenen Aststümpfen. Der der Markröhre zugewandte, mit dem Holz fest verwachsene und gesund erhaltene Astteil (Lebend- oder Gesundastbereich) ist günstiger zu beurteilen als der äußere, der Astabbruchstelle näher liegende Stumpfteil (Trocken- oder Totastbereich).
- Vom Astanschnitt. Bei einer Schnittführung durch die Stammmitte werden Äste oft im Längsschnitt als so genannte Flügeläste freigelegt. Bei tangentialer Schnittführung entstehen dagegen runde bis ovale Astquerschnitte, die dann meist nur einen bestimmten Astbereich zeigen. Bei Ästen mit großem Totastanteil bewirkt dieser Anschnitt in Brettern oft so genannte Durchfalläste, die durch Verbindungslosigkeit mit dem umgebenden Holz gekennzeichnet sind und bei der Trocknung leicht herausfallen.

Im Hinblick auf die mechanischen Eigenschaften sind Äste die bedeutendsten Holzmerkmale. Äste werden nach ihrer Erscheinung auf der Holzoberfläche benannt, Bild B3-14.

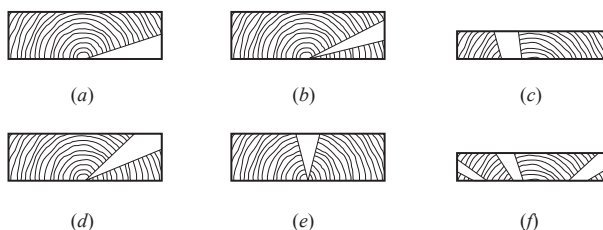


Bild B3-14 Verschiedene Arten von Ästen. (a) Flügelast; (b) Schmalseitenast; (c) durchgehender Ast; (d) Kantenast; (e) Seitenast; (f) Astansammlung. (STEP 1995 Beitrag A4)

Durch den forstlichen Betrieb verursachte Holzmerkmale

Auch durch forstliche Maßnahmen oder Waldbesucher können Schäden am Baum entstehen. Hierbei handelt es sich meist um Verletzungen des Kambiums. Wichtig zu nennen sind Fällungsschäden am gefällten Stamm:

- Aufreißen des Stammes tritt besonders dann leicht ein, wenn der stehende Stamm einseitiger Belastung unterliegt und der Fällkerb nicht tief genug angelegt wird. Bei der Lagerung stellen Rissflanken Pforten für Sekundärschäden (z. B. Pilzbefall) dar.
- Brüche und Risse in höheren Stammteilen, die entweder als Schaftbruch oder in Form des Ausbrechens von Astansätzen in Erscheinung treten. Durch den Aufprall auf starke, steil angesetzte Äste (besonders Zwiesel) reißt der Stamm vielfach nach unten ein.

Insbesondere unerkannte und beim Einschnitt nicht berücksichtigte Risse können sich beim Bauholz nachteilig auf die Festigkeit auswirken. Weiterhin können durch das Fällen Beschädigungen der Nachbarbäume (Rindenverletzungen durch Anstreifen, Schlagschäden) oder Beschädigungen des Unterwuchses entstehen. Ähnliche Schäden wie bei der Fällung können auch durch den Transport des Holzes im Wald (Rückeschäden) entstehen. Bei beiden Schäden entstehen Eintrittsstellen für Pilze und Insekten. Durch falsche Fällzeiten (Sommereinschlag) können Verfärbungen entstehen, durch falsche Lagerung können Fäuleschäden (infolge Nässe oder fehlender Unterlage) sowie verstärkte Rissbildung (infolge Sonneneinstrahlung) und Verfärbung auftreten.

Holzmerkmale durch extreme Witterung

Witterungseinflüsse können den lebenden Baum in so verschiedener Weise schädigen, dass durch sie fast alle aufgezählten Grundmerkmale ausgelöst werden können. Besonders häufig sind Brüche, Risse sowie Kambiumschäden und ihre Folgen. Daneben spielen witterungsbedingte Formmerkmale und die Schädigung lebender Holzzellen eine Rolle. Witterungsbedingte Holzmerkmale entstehen besonders häufig bei extremen Temperaturen und bei Dürre, bei schnellen Temperaturwechseln und wenn plötzliche Veränderungen in der Umgebung eines Baumes für eine Anpassung an diese nicht genügend Zeit belassen. Temperatur und Feuchtigkeit beeinflussen die Holzbildung so maßgeblich, dass die Unregelmäßigkeiten im Jahrringbau in erster Linie auf diese zurückzuführen sind. Die Unregelmäßigkeiten können sich sehr verschieden äußern, vor allem aber in stark wechselnden Jahrringbreiten, Frühholzbreiten in Nadelbäumen und Spätholzbreiten in Laubbäumen. Weitere witterungsbedingte Merkmale sind der sogenannte Sonnenbrand, bei dem infolge Überhitzung das Kambium meist auf größerer Fläche abstirbt, oder Frostrisse. Frostrisse verlaufen radial und reichen oft vom Stammmantel bis zum Mark. Durch Blitzschlag können Radialrisse (Blitzrisse) entstehen, die meist unterhalb der Krone

beginnen und bis zum Stammfuß durchgehen. Durch diese Risse können Pilz- und Insekenschäden begünstigt werden. Hagel führt insbesondere in dünnrindigen Jungbeständen zu Schäden durch Gallen und Rindeneinwüchsen am Stamm. Bild B3-16 zeigt eine schematische Aufstellung unterschiedlicher Grundmerkmale.

Sturmbrüche können zu verschiedenen Brucharten führen. Bei Schaftbrüchen hängt die Holzwertung von der Höhe und Größe und der Bruchstelle, der Länge der Splitter- und Risszone und dem Ausmaß der Sekundärschäden ab. Die Schnelligkeit der Holzaufbereitung hat deutlichen Einfluss auf die Sekundärschäden.

Die Beurteilung von Wipfelbrüchen als Holzmerkmal richtet sich nach der Größe und Glätte der Bruchstelle. Kleinere Bruchstellen an nicht sehr alten Bäumen werden oft gut überwält. Soweit keine Fäulnis eintritt, bleibt nach Aufrichtung eines Seitenastes, der die Gipffunktion übernimmt, zunächst ein deutlicher Knick, von dem aus der Schaftverlauf in der Form eines Bogens in die Verlängerung der Stammachse zurückkehrt. Nach und nach wird der Knick durch das Ausgleichswachstum undeutlicher, so dass schließlich in und oberhalb der alten Bruchzone nur die exzentrische Lage der Markröhre und vielfach Reaktionsholzbildung den alten Schaden verraten. An der alten Bruchstelle haben dann aber die inneren Holzschichten keine feste Verbindung mit der Überwallung, was die Festigkeit an dieser Stelle reduzieren kann. Beispiele für Wipfelbruch sind in Bild Bild B3-15 gezeigt.

Stauchbrüche, auch Faserstauchungen (compression failures) genannt, entstehen bei starker Durchbiegung des Schaftes, besonders an Fichten und Tannen. Auf der dem Kraftangriff abgewandten Seite (Druckseite) wird das Holz an Stellen größter Belastung so zusammengedrückt, dass es bei Überschreiten der Elastizitätsgrenze zu Stauchbrüchen kommt (außerdem ist die Druckfestigkeit in stehenden Bäumen niedriger als diejenige von trockenem Holz). Sie verlaufen, oft zu mehreren übereinander, quer zur Faserrichtung vom Stammmantel auf das Mark zu. Die zugbelastete Stammseite bleibt schadenfrei. Über den Stauchbrüchen bildet der Baum anschließend dicke Wülste, das Wundstützgewebe, aus. Die Holzschädigung besteht im Verlust der Festigkeit im Bruchbereich und in der Verschiedenartigkeit der vor und nach dem Bruch gebildeten Holzschichten. Die Schädigung ist im Schnittholz kaum erkennbar, da der Baum nicht gebrochen ist, sondern nur in einem Bereich Druckfalten gebildet hat. Diese Druckfalten sind auch auf gehobeltem Holz nur schwer erkennbar.



Bild B3-15 Zwei Beispiele für Wipfelbruch.

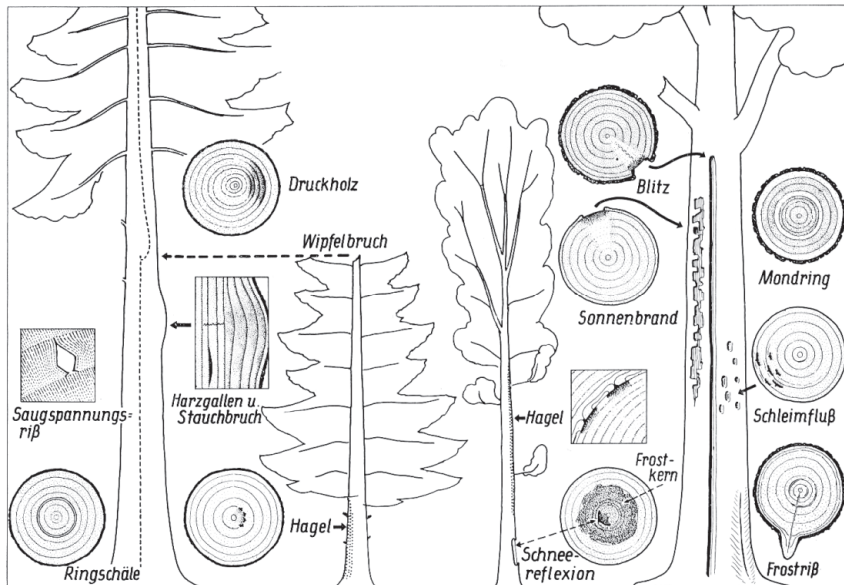


Bild B3-16 Durch Witterungseinflüsse verursachte Holzmerkmale. (Knigge und Schulz, 1966)

B3.3 Biologischer Abbau

Insekten

Insekten, vor allem Käfer schädigen das Holz überwiegend durch die Fraßgänge ihrer Larven („Holzwürmer“), wodurch der Querschnitt und damit die Tragfähigkeit je nach Befall stark reduziert werden kann. Es wird zwischen Frischholzinsekten, die das Holz des lebenden Baumes oder das noch saftfrische, gefällte Holz befallen und Trockenholzinsekten unterschieden, die in halbtrockenes, verbautes Holz (Pfähle, Zäune) oder in trockenes Bauholz (Dachstöcke, Möbel) eindringen. Eine dritte Gruppe sind Faulholzinsekten, die vor allem altes, vermorschtes Holz befallen. Frischholzinsekten (z. B. Borkenkäfer) und Faulholzinsekten (z. B. Mulmbock) sind als Schädlinge an verarbeitetem Holz unbedeutend.

Während holzerstörende Pilze bei einer Holzfeuchtigkeit von weniger als ca. 20% nicht mehr wachsen, ist eine normale Larvenentwicklung bei einigen Insektenarten noch bei 8 bis 12% Holzfeuchte möglich. Deshalb ist ein Schutz des Holzes vor Befall durch diese Insekten durch rein konstruktive Maßnahmen (Trockenhalten) nicht möglich. Bei einer Luftfeuchtigkeit von 60% bei 20°C liegt die Holzfeuchtigkeit zwischen 10% und 12%, also immer noch im Bereich der Larvenentwicklung. Im Wald kann stärkerer Käferbefall durch rechtzeitige Holzabfuhr, am besten vor der wärmeren Jahreszeit und vor den Flugzeiten der Käfer, verhindert werden. Die enge Bindung vieler Schädlinge an einen mittleren

Feuchtegehalt des Holzes und die meist an der Rinde erfolgende Eiablage legen es außerdem nahe, das Holz rechtzeitig zu entrinden und entweder schnell einzuschneiden und zu trocknen oder umgekehrt durch Nasslagerung oberhalb der gefährdeten Feuchtigkeitsbereiche zu halten.

Hausbockkäfer (*Hylotropus bajulus* Linné)

Der Hausbock ist in ganz Europa sowie in Kleinasien und Nordafrika beheimatet. In Mitteleuropa ist er mit Abstand der gefährlichste und wirtschaftlich wichtigste Zerstörer von verbautem Nadelholz. Laubholz wird nicht angegriffen. Da für die Larvenentwicklung warme, feuchte Klimaverhältnisse vorteilhaft sind, bevorzugt der Hausbock warme, sonnenbeschienene Dachstöcke oder ähnlich exponiertes, verbautes Holz. Typische Fluglöcher und Fraßgänge sind in Bild B3-17 zu sehen.



Bild B3-17 Hausbockbefall. Links: Fluglöcher und Zerstörung unter der intakten Holzoberfläche. Rechts: Aderartige Aufwölbungen, die auf einen Hausbockbefall hinweisen. (Sutter, 1997)

Gewöhnlicher Nagekäfer (*Anobium punctatum*)

Der Gewöhnliche Nagekäfer ist der wichtigste einheimische Nagekäfer und in ganz Europa verbreitet. Durch Einschleppung verbreitet wurde *A. punctatum* im südlichen Afrika, in den USA, in Brasilien sowie Südost-Australien und Neuseeland. Nadel- und Laubhölzer werden gleichermaßen angegriffen, bevorzugt werden Splinthölzer. Dauerhafte Kernhölzer werden nur nach vorangegangenen Pilzbewuchs befallen. Tropische Hölzer wie Abachi, Ilomba oder Limba werden nicht angegriffen. Der Gewöhnliche Nagekäfer tritt im großen Umfang in Gebäuden als Zerstörer des verarbeiteten und verbauten Holzes auf; im Freien verbautes und dem Regen ausgesetztes Holz ist kaum gefährdet. Als außerordentlich häufige Schädlinge haben der Gewöhnliche Nagekäfer und die verwandten Anobiiden-Arten nach dem Hausbockkäfer die größte Bedeutung unter den Holzinsekten. Insbesondere durch ihre Ortstreue verursachen sie oft erhebliche Schäden. Dabei stehen oft weniger die Zerstörungen des Bauholzes als die von Einrichtungsgegenständen im Vordergrund.

Brauner Splintholzkäfer (*Lyctus brunneus*)

Käfer aus der Familie der Splintholzkäfer (*Lyctidae*) gehören weltweit mit zu den gefürchtetsten Laubholzschädlingen. Die meisten Vertreter der über 60 Arten zählenden Familie sind in den wärmeren Gebieten der Erde beheimatet. Der in Deutschland durch den Holzhandel eingeschleppte und in zunehmender Häufigkeit auftretende Braune Splintholzkäfer ist einer der wichtigsten Trockenholzerstörer. Er befällt großporige, stärkereiche Importhölzer (Abachi, Limba, Okoumé) sowie das Splintholz einheimischer Laubholzarten (Eiche, Esche, Ulme, Nussbaum und Kastanie). Die Splintholzkäfer befallen entsprechend ihrer Bezeichnung bei Hölzern mit einem Farbkern nur den Splintbereich. Das helle Splintholz weist zahlreiche mit Bohrmehl angefüllte Fraßgänge auf, das dunkle Kernholz ist befallsfrei.

Weitere tierische Holzschädlinge

Holzschädlinge von überragender wirtschaftlicher Bedeutung, welche die der einheimischen Arten bei Weitem übertrifft, sind die Termiten. An unseren Küsten greifen vor allem *Teredo navalis* L., eine Bohrmuschelart, und *Limnoria lignorum* R., eine Bohrsassel, das Holz an. Sie bedrohen Hafengebäude.

Mikroorganismen

Der mikrobielle Abbau von Holz ist ein natürlicher und notwendiger Prozess im natürlichen Kreislauf der Stoffe. Mit Hilfe der Mikroorganismen, vornehmlich der Bakterien und Pilze, werden komplexe Makromoleküle wie die Holzcellulose in kleinere, einfachere Moleküle zerlegt und in den Stoffkreislauf zurückgeführt (Pilzenzyme greifen an den Hydroxylgruppen der Cellulose an). Der mikrobielle Abbau findet überall dort statt, wo Temperatur- und Feuchtigkeitsverhältnisse die Entwicklung von Mikroorganismen gestatten. Ideale Bedingungen für Bakterien und Pilze sind im Erdboden anzutreffen. Ein Beispiel hierfür ist die Verrottung von Ästen und Baumstümpfen im Wald oder die bewusst herbeigeführte Kompostierung organischer Abfälle. Aber auch verbautes Holz, das nicht im Erdkontakt steht, wird von Mikroorganismen (hauptsächlich von Pilzen) angegriffen und zerstört. Bedingung ist eine ausreichend hohe Holzfeuchte. So wird Holz, das ungeschützt dem Wetter ausgesetzt ist oder sich in feuchtem Zustand im Innern eines Gebäudes befindet und nicht austrocknen kann, von verschiedenen Pilzarten befallen. Für den Abbau von verbautem Holz und Holzobjekten in Innenräumen sind Pilze von großer Bedeutung. Die optimalen Feuchtigkeitsbereiche, in denen sich die wichtigsten holzbewohnenden Pilze entwickeln, liegen in Bereichen zwischen 30% und 60% Holzfeuchte. Während der sogenannten Trockenstarre überstehen aber gewisse Pilze (Myzelium und Sporen) lange Trockenperioden und beginnen bei besseren Lebensbedingungen wieder zu wachsen. Auch die Temperatur hat Einfluss auf das Pilzwachstum, das abhängig von der Pilzart im Bereich zwischen -2,5°C und +40°C möglich ist.

Einteilung

Man unterscheidet zwei Hauptgruppen von holzbewohnenden Pilzen, holzverfärbende und holzzerstörende Pilze. Die holzverfärbenden Pilze stellen in erster Linie ein ästhetisches Problem dar, während die holzzerstörenden Pilze einen weitgehenden Verlust an Holzsubstanz und Holzfestigkeit bedeuten. Nach dem Schadensbild und den angegriffenen Holzbestandteilen werden die Pilze wie in Bild B3-18 eingeteilt.

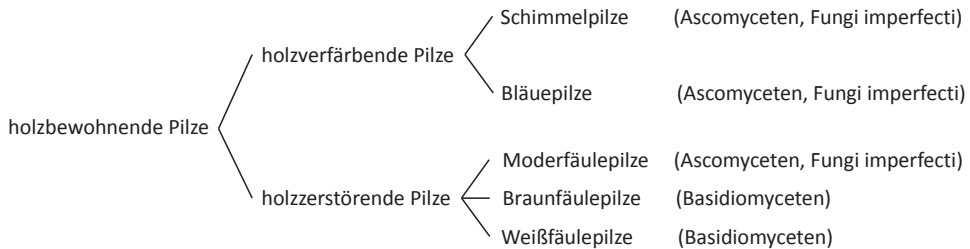


Bild B3-18 Einteilung der holzbewohnenden Pilze nach ihrem Schadensbild. (Sutter, 1997)

Schimmelpilze

Schimmelpilze wachsen an der Oberfläche, ohne nennenswert ins Holz einzudringen. Ihre Präsenz zeigt sich meist durch eine Verfärbung der Oberfläche. Schimmelpilze bauen in der Regel die Holzbestandteile (Cellulose, Lignin) nicht ab und verändern daher die physikalischen Eigenschaften des Holzes nicht. Ein Schimmelbefall ist allerdings ein Hinweis auf Bedingungen (Temperatur-Optimum bei 24 bis 28°C, Feuchtebereich zwischen 30 und 150%), die auch das Wachstum anderer, gefährlicherer Pilze ermöglichen. Schimmelpilze können in Innenräumen, vor allem wenn sie unentdeckt bleiben (z. B. unter dem Parkett), die Gesundheit beeinträchtigen.

Bläuepilze

Bläuepilze wachsen im Innern des Holzes, wo sie durch die dunkle Eigenfärbung der Pilze dem Holz eine schwärzliche bis bläuliche Farbe verleihen, die als Bläue bezeichnet wird. Bläuepilze kommen insbesondere bei Nadelholz vor und befallen bei kernholzbildenden Bäumen nur das Splintholz. Bläuepilze bauen im Allgemeinen die Zellwände nicht ab und verursachen somit keine Fäule und keine Festigkeitsverluste des Holzes.

Moderfäule

Im Verlauf ihres Wachstums zerstören Moderfäulepilze die Sekundärwände der Zellen, wobei vorwiegend die Cellulose abgebaut wird und das Lignin übrig bleibt. Moderfaules Holz erkennt man an seiner Weichheit, noch bevor eindeutige Anzeichen der Zerstörung mit bloßem Auge sichtbar sind. Ein schon geringer Holzabbau bewirkt eine wesentliche Minderung der Holzfestigkeit. Das feuchte Holz gibt dem Daumendruck nach und kann mit dem Fingernagel leicht eingedrückt werden. Feuchtes Holz färbt sich dunkel und wirkt oberflächlich modrig weich (Name). Erst in stark fortgeschrittenem Stadium zeigen sich am trockenen Holz Risse, die dem Würfelbruch der Braunfäule ähnlich sind, jedoch nicht dessen Tiefe erreichen. Laubhölzer sind anfälliger als Nadelhölzer gegen Moderfäulepilze. Ideale Verhältnisse für die Moderfäuleentwicklung sind im Erdboden, in der Erd-Luftzone, zu finden. Auch an Hölzern in Gebäudeteilen oder anderen Objekten, die dem Wetter und hoher Feuchtigkeit ausgesetzt sind (stark und dauernd der Feuchtigkeit ausgesetzt), können Moderfäuleschäden auftreten.

Braunfäule

Braunfäule, auch Destruktionsfäule genannt, ist die wichtigste Form der pilzbedingten Zerstörung von Holz im Innenbereich. Sie wird von einer Anzahl Basidiomyceten (Abteilung der Basidienpilze) hervorgerufen, welche sich in ihren Temperatur- und Feuchtigkeitsansprüchen unterscheiden. Braunfäulepilze wachsen in den Zellhohlräumen (Zelllumen, Markstrahlen, Harzkanälen), von welchen aus sie die Cellulose der Sekundärwand auf enzymatischem Weg abbauen. Das Lignin bleibt dabei mehr oder weniger erhalten. Durch den Abbau der Cellulose verliert das Holz an Festigkeit und Gewicht. Das braunfaule Holz weist tiefgehende Risse auf, die aufgrund ihrer Form als Würfelbruch bezeichnet werden. Ein typisches Beispiel ist in Bild B3-19 zu sehen. Die zwei wichtigsten Braunfäulepilze sind der Echte Hausschwamm und der Kellerschwamm.



Bild B3-19 Braunfäule mit Würfelbruch.

Blättlinge (*Gloeophyllum spp.*)

Blättlinge sind Braunfäulepilze, die die unangenehme Eigenschaft besitzen, von innen nach außen zu wachsen. Dadurch wird ein Befall erst sehr spät erkannt und ist das befallene Holz bereits komplett zerstört, wenn der Fruchtkörper außen sichtbar wird. Blättlinge befallen bevorzugt Nadelholz und treten nicht in Innenräumen auf. Befallene Holzbauteile befinden sich beispielsweise in Brückenkonstruktionen, Balkonen und Fenstern. Blättlinge tolerieren hohe Temperaturen (wachsen gerne auf sonnenbeschienenen und entrindeten Hölzern) und zeitweilige Austrocknung.

B3.4 Literatur

P. Hoffmeyer, L.M.R. Nunes, P.P. de Sousa, Originalbeiträge A4, A15, STEP 1995.

Bosshard H.H. (1984). Holzkunde. Zur Biologie, Physik und Chemie des Holzes. Birkhäuser Verlag, Basel, 312 S.

Grosser D. (1985). Pflanzliche und tierische Bau- und Werkholzschildlinge. DRW-Verlag, Leinfelden-Echterdingen, 159 S.

Knigge W. und Schulz H. (1966). Grundriss der Forstbenutzung. Entstehung, Eigenschaften, Verwertung und Verwendung des Holzes und anderer Forstprodukte. Verlag Paul Parey, Hamburg.

Steuer W. (1990). Vom Baum zum Holz. Nutzholzarten, Holzschäden, Ausformung, Holzernte, Rundholzsortierung, Verkauf. DRW-Verlag, Leinfelden-Echterdingen, 256 S.

Sutter H.-P. (1997). Holzschädlinge an Kulturgütern erkennen und bekämpfen. Verlag Paul Haupt, Bern, 164 S.

B4 Dauerhaftigkeit

Originalbeiträge: G. Sagot, L.M.R. Nunes, P.P. de Sousa

Dauerhaftigkeit im Sinne von Widerstandsfähigkeit gegen zerstörende Organismen und damit Gewährleistung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit während der Nutzungsdauer ist ein für Holz als organisches Material sehr wichtiges Thema. Generell zählen zur Dauerhaftigkeit auch andere Aspekte wie z. B. Korrosionsbeständigkeit von metallischen Verbindungsmitteln. Hier werden jedoch nur die holzspezifischen, also die biologischen Einwirkungen wie Pilze und Insekten angesprochen. Die häufig vorkommenden schädigenden Mikroorganismen wurden bereits im Beitrag B3 behandelt. Im Folgenden wird vor allem die natürliche Dauerhaftigkeit besprochen.

B4.1 Beurteilung der natürlichen Dauerhaftigkeit

Wie im Beitrag B1 erläutert, besitzt Holz neben den chemischen Hauptbestandteilen Cellulose, Hemicellulose und Lignin auch andere Inhaltsstoffe. Diese Inhaltsstoffe werden entweder aufgenommen oder bei der Umwandlung von Splint- in Kernholz gebildet und sind baumartenspezifisch. Einige dieser Inhaltsstoffe wie Terpene oder Phenole wirken mikrozid. Bäume aus gemäßigttem Klima enthalten ungefähr 1 bis 10% Inhaltsstoffe, während dieser Prozentsatz mit 2 bis 30% bei tropischen Hölzern teilweise viel höher liegt. Auch die baumartenspezifischen Abschlussmechanismen der Kernholzzellen haben einen großen Einfluss auf die natürliche Dauerhaftigkeit. Eine nahezu „hermetische“ Abriegelung des Kernholzes durch z. B. Verthyllung erschwert das Eindringen von Schädlingen und schädigenden Stoffen sehr. Da die Verkernung oft mit einer Einlagerung von Inhaltsstoffen einhergeht, ist deutlich, dass Kernholz eine höhere Resistenz gegen Schädlinge aufweist als Splintholz. Die Beurteilung der gebräuchlichen Baumarten hinsichtlich ihrer biologischen Dauerhaftigkeit wird experimentell ermittelt. Die Versuche können im Labor oder im Freien durchgeführt werden. Bild B4-1 zeigt beispielhaft Versuchskörper von Dauerhaftigkeitsversuchen.



Bild B4-1 Links: Versuchskörper im Labor nach EN 113. Rechts: Freilandversuchskörper nach EN 252. (Rapp und Augusta, 2000)

Dauerhaftigkeitsversuche mit verschiedenen Holzschädlingen und unbehandelten Holzarten zeigen, dass die Widerstandsfähigkeit verschiedener Holzarten sehr unterschiedlich ist. Dies erlaubt die Einteilung in verschiedene Dauerhaftigkeitsklassen. Die Dauerhaftigkeitsklassen sind in DIN EN 350-2:1994 „Natürliche Dauerhaftigkeit von Vollholz“ angegeben:

Gegen Pilze

- 1 sehr dauerhaft
- 2 dauerhaft
- 3 mäßig dauerhaft
- 4 wenig dauerhaft
- 5 nicht dauerhaft

Gegen Insekten und Holzschädlinge im Meerwasser

- D dauerhaft
- M mäßig dauerhaft
- S anfällig
- SH auch Kernholz ist als anfällig bekannt

In EN 350-2 sind sehr viele Holzarten in die verschiedenen Dauerhaftigkeitsklassen eingeteilt. Fichte fällt in Dauerhaftigkeitsklasse 4 und SH, während eine tropische Holzart wie Greenhart in Dauerhaftigkeitsklasse 1 und D (Termiten) fällt. Eine europäische Laubholzart mit starker Verthyllung wie Robinie erreicht eine hohe Dauerhaftigkeitsklasse 1 bis 2 für Pilzbefall. Die in EN 350-2 genannte Einteilung der **Dauerhaftigkeit gegenüber Pilzen gilt nur für Kernholz**. Splintholz sollte generell Dauerhaftigkeitsklasse 5 zugeordnet werden, sofern keine gegenteiligen Informationen bekannt sind. Die generell hohe Dauerhaftigkeit von tropischen Holzarten im Vergleich zu den europäischen Holzarten ist meist mit den Inhaltsstoffen zu erklären. Tropenhölzer besitzen mit 2% bis 30% einen höheren Anteil an Inhaltsstoffen, wobei ein nicht unmaßgeblicher Teil dieser Inhaltsstoffe mikrozid wirkt. Der höhere Anteil ist baumartspezifisch; Tropenhölzer sind eher Holzschädlingen ausgesetzt (z. B. Termiten) und haben dadurch im Laufe ihrer Evolution bessere Abwehrmechanismen entwickelt. Biologische Schädlinge sind auf bestimmte Umgebungsbedingungen angewiesen. Der weitaus wichtigste Faktor ist die Holzfeuchte. Pilze wachsen nicht optimal in Holz mit einer Holzfeuchte unterhalb des Fasersättigungsbereichs (kein freies Wasser in den Zelllumen). Ein weiterer wichtiger Faktor ist, ob das Holz ständig durchfeuchtet ist oder wieder trocknen kann. Bauteile aus Fichte sind widerstandsfähig gegen Pilzbefall, wenn das Holz ständig eine Holzfeuchte unter 20% hat, etwas weniger bei wechselnden Holzfeuchten und nicht dauerhaft bei ständiger Durchfeuchtung. Diesen wechselnden Umgebungsbedingungen wird Rechnung getragen durch eine Einteilung in Gebrauchsklassen, wie sie in DIN 68800-1 „Holzschutz - Teil 1: Allgemeines“ gegeben sind, Tabelle B4-1.

Tabelle B4-1 Einteilung in Gebrauchsklassen (GK). (Tabelle aus DIN 68800-1:2011)

GK	Holzfeuchte / Exposition ^{ab}	Allgemeine Gebrauchsbedingungen	Gefährdung durch				Auswaschbeanspruchung
			Insekten	Pilze ^c	Moderfäule	Holzschädlinge im Meerwasser	
0	trocken (ständig ≤ 20%), mittlere relative Luftfeuchte bis 85%	Holz oder Holzprodukt unter Dach, nicht der Bewitterung und keiner Befeuchtung ausgesetzt, die Gefahr von Bauschäden durch Insekten kann entsprechend 5.2.1 ausgeschlossen werden	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein
1	trocken (ständig ≤ 20%), mittlere relative Luftfeuchte bis 85%	Holz oder Holzprodukt unter Dach, nicht der Bewitterung und keiner Befeuchtung ausgesetzt	Ja	Nein	Nein	Nein	Nein
2	Gelegentlich feucht (> 20%), mittlere relative Luftfeuchte über 85% ^d oder zeitweise Befeuchtung durch Kondensation	Holz oder Holzprodukt unter Dach, nicht der Bewitterung ausgesetzt, eine hohe Umgebungsfeuchte kann zu gelegentlicher, aber nicht dauernder Befeuchtung führen	Ja	Ja	Nein	Nein	Nein
3	3.1 Gelegentlich feucht (> 20%), Anreicherung von Wasser im Holz, auch räumlich begrenzt, nicht zu erwarten	Holz oder Holzprodukt nicht unter Dach, mit Bewitterung, aber ohne ständigen Erd- oder Wasserkontakt, Anreicherung von Wasser im Holz, auch räumlich begrenzt, ist aufgrund von rascher Rücktrocknung nicht zu erwarten	Ja	Ja	Nein	Nein	Ja
	3.2 Häufig feucht (> 20%), Anreicherung von Wasser im Holz, auch räumlich begrenzt, zu erwarten	Holz oder Holzprodukt nicht unter Dach, mit Bewitterung, aber ohne ständigen Erd- oder Wasserkontakt, Anreicherung von Wasser im Holz, auch räumlich begrenzt, zu erwarten ^e	Ja	Ja	Nein	Nein	Ja
4	Vorwiegend bis ständig feucht (> 20%)	Holz oder Holzprodukt in Kontakt mit Erde oder Süßwasser und so bei mäßiger bis starker ^f Beanspruchung vorwiegend bis ständig einer Befeuchtung ausgesetzt	Ja	Ja	Ja	Nein	Ja
5	Ständig feucht (> 20%)	Holz oder Holzprodukt, ständig Meerwasser ausgesetzt	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja

^a Die Begriffe "gelegentlich", "häufig", "vorwiegend" und "ständig" zeigen eine zunehmende Beanspruchung an, ohne dass hierfür wegen der sehr unterschiedlichen Einflussgrößen genaue Zahlenangaben möglich sind.

^b Der Wert von 20 % enthält eine Sicherheitsmarge (siehe 4.2.2, Anmerkung 1).

^c Holz zerstörende Basidiomyzeten (siehe 4.2.2, Anmerkung 2) sowie Holz verfärbende Pilze (siehe 4.2.3).

^d Maßgebend für die Zuordnung von Holzbauteilen zu einer Gebrauchsklasse ist die jeweilige Holzfeuchte.

^e Bauteile, bei denen über mehrere Monate Ablagerungen von Schmutz, Erde, Laub u.ä zu erwarten sind sowie Bauteile mit besonderer Beanspruchung, z.B. durch Spritzwasser, sind in GK 4 einzustufen.

^f "Mäßige" bzw. "starke" Beanspruchung bezieht sich auf das Gefährdungspotential für einen Pilzbefall (Feuchteverhältnisse, Bodenbeschaffenheit) sowie die Intensität einer Auswaschbeanspruchung.

Befall durch Insekten ist schwieriger zu beurteilen. DIN 68800 merkt an, dass Insektenbefall bei üblichem Wohnklima bis auf Lyctusbefall von stärkereichen Laubholzarten keine Gefahr darstellt. Die Norm erwähnt auch konstruktive Holzschutzmaßnahmen gegen Insektenbefall durch eine geschlossene Bekleidung oder gute Inspektionsmöglichkeiten der Holzbauteile. Der zweite Teil der DIN 68800-2 „Holzschutz - Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau“ gibt Hinweise zum baulichen Holzschutz. Durch gute Konstruktionsdetails kann neben der Auswahl der verwendeten Holzart die Anfälligkeit von Holzbauteilen gegen biologische Schädlinge signifikant verringert werden. Im Allgemeinen kann gesagt werden, dass Holz mit einem dem späteren Gebrauch angepassten Feuchtegehalt eingebaut und nicht ständig durchfeuchtet sein darf (also so konstruieren, dass es abgedeckt ist oder wieder gut trocknen kann und das Wasser gut ablaufen kann). Baulicher Holzschutz gegen Pilzbefall ist damit nichts anderes als Feuchteschutz. Zum Holzschutz gehört auch gutes forstliches Wirtschaften. Holz wird in der Winterperiode gefällt, wenn der Nährstoff- und Wassertransport des Baumes still liegt und außerhalb der Flug- und Paarungszeiten der holzschädigenden Insekten. Dadurch muss gefälltes Holz vor dem Frühjahr (→ Paarungs- und Eiablagezeit der Insekten) abtransportiert und verarbeitet sein. Die oft gesehene Nasslagerung oder künstliche Beregnung von Stammholz wird durchgeführt, wenn die Stämme nicht rechtzeitig verarbeitet werden können und gelagert werden müssen. Eine solche Nasslagerung bietet zwei Vorteile. Zum einen hat das Holz einen Feuchtegehalt, der zu hoch für holzerstörende Pilze oder Insekten ist. Zum anderen wird Schwinden durch Trocknen und damit der Schwindrissbildung vorgebeugt, wodurch die Insekten weniger Mikrorisse zur Eiablage bzw. Pilzsporen weniger Zugang finden.

B4.2 Holzschutzmittel

Chemische Holzschutzmittel werden durch unterschiedliche Imprägnierverfahren in das Holz eingebracht. Anstriche und Beschichtungen zählen zum physikalischen Holzschutz und stellen eher einen Wetterschutz dar, da sie dem Schutz vor Niederschlägen, hohen Luftfeuchten, UV-Strahlen und mechanischen Beanspruchungen dienen. Chemischer Holzschutz sollte immer der letzte Ausweg sein, denn chemischer Holzschutz bedeutet immer den Einsatz von Bioziden. Er sollte möglichst durch eine entsprechende Auswahl der Holzart und durch konstruktive Holzschutzmaßnahmen vermieden werden. Chemischer Holzschutz kann sinnvoll sein als Sanierungsmaßnahme nach einem Befall. Die bei uns vorherrschende Holzart Fichte ist sehr schlecht tränkbar, selbst mit Kesseldruckverfahren sind Eindringtiefen von nur wenigen Millimetern im Splintholz möglich. Kernholz ist meist nicht tränkbar wegen der Sättigung der Kernholzzellwände mit Kerninhaltsstoffen und wegen des Verschließens der Tüpfel im Laufe der Trocknung. Unabhängig vom kritisch zu sehenden Einsatz von Bioziden ist ein wirksamer chemischer Holzschutz, d. h. eine durchgehende Tränkung des Holzvolumens für übliche Bauteilmaße nicht möglich.

B4.3 Holzmodifikation

Europäische Holzarten, besonders die im Bau meist verwendete Holzart Fichte, sind nicht sehr dauerhaft. Da chemischer Holzschutz unerwünscht ist, wird mit verschiedenen Modifizierungsverfahren versucht, das Holz dauerhafter zu machen. Ein Ansatzpunkt dafür ist die Herabsetzung der Hygroskopizität (= Fähigkeit, Wasser zu binden) von Holz. Dadurch entstehen Umgebungsbedingungen im Holz (Gleichgewichtsfeuchte des Holzes wird gesenkt), die das Wachstum von Pilzen und Insekten erschweren und das Befallsrisiko erheblich vermindern.

Eine Behinderung der hygroskopischen Wasseraufnahme, bei der das Wasser vor allem an die Hydroxyl-Gruppen ($-OH$) der Cellulose und Hemicellulose gebunden wird, sorgt dafür, dass weniger Wasser in den Zellwänden gebunden werden kann und damit die Gleichgewichtsfeuchte des Holzes sinkt. Die sich einstellende Holzfeuchte ist zu niedrig für Schädlinge. Darüberhinaus werden durch den Abbau/die Blockierung der Hydroxyl-Gruppen die Andockstellen der Pilzenzyme deaktiviert. Bild B4-2 zeigt verschiedene Möglichkeiten, die Hygroskopizität des Holzes zu senken, also die Einlagerung von Wasser in die Zellwände zu minimieren. Die hydrophilen Hydroxyl-Gruppen können abgebaut werden (\rightarrow Thermoholz), sie können vernetzt werden (\rightarrow Belmadur, Kebony) oder gepfropft (\rightarrow Accoya). Durch die behinderte Wasseraufnahme entstehen der erwünschte Nebeneffekt eines reduzierten Schwind- und Quellverhaltens und eine damit erhöhte Dimensionsstabilität.

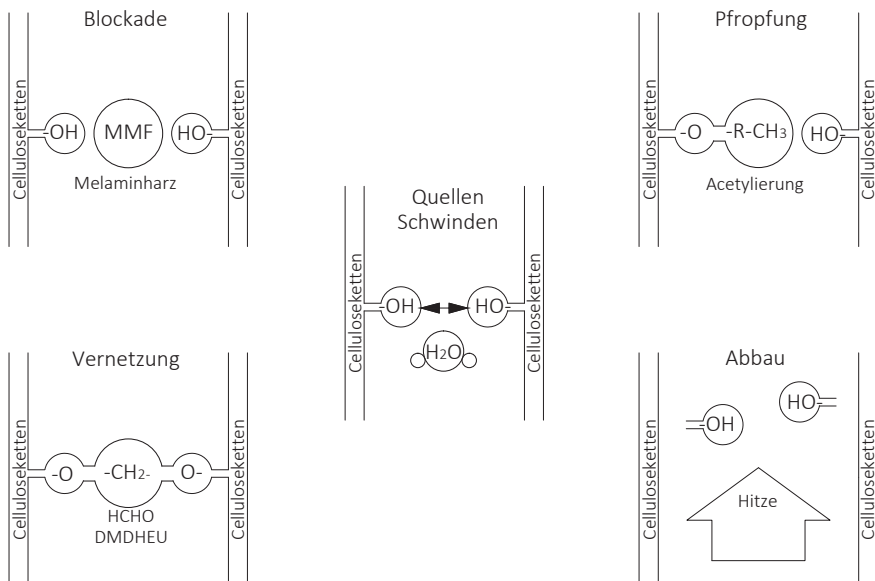


Bild B4-2 Ansatzpunkte für die Holzmodifikation. (www.holzfragen.de)

Die beiden letztgenannten Verfahren stellen eine chemische Holzmodifikation dar, da durch die Tränkung mit bestimmten Stoffen eine chemische Reaktion stattfindet, wodurch die freien Hydroxyl-Gruppen besetzt werden. Beim Produkt Belmadur® geschieht die Vernetzung mit bereits bei der Textilvernetzung (bügelfreie Wäsche) eingesetzten Methylolverbindungen. Kebony® hingegen verwendet Furfurylalkohol, ein Abfallprodukt der Agrarindustrie, um die Hydroxyl-Gruppen zu vernetzen und in gewisser Weise das Holz „künstlich zu quellen“.

Die Acetylierung mit Essigsäureanhydrid wie bei Accoya® durchgeführt, besetzt hingegen die Hydroxyl-Gruppe, wodurch kein Wasser mehr angelagert werden kann. Das Abfallprodukt der Acetylierung ist Essigsäure, die recycelt werden muss.

Die letzte Möglichkeit der Modifikation ist Thermoholz, das inzwischen bereits sehr weit verbreitet ist. Das Holz wird auf 150°C bis 240°C erhitzt, wodurch die $-OH$ -Gruppen „abgebrochen“ werden. Thermoholz aus Buche kann, je nach Intensität der Thermobehandlung, Dauerhaftigkeitsklasse 1 erreichen. Thermoholz aus Kiefer erreicht „nur“ Dauerhaftigkeitsklasse 2 bis 3 (siehe auch Vornorm DIN CEN/TS 15679), während thermisch unbehandeltes Kiefernholz nach EN 350-2 in die Dauerhaftigkeitsklasse 3-4 eingeteilt ist.

Bis auf Accoya werden alle modifizierten Holzprodukte nur im Außen- und Gartenbereich eingesetzt. Speziell Thermoholz ist nicht im tragenden Bereich einsetzbar; die mechanischen Eigenschaften sind um bis zu 30% reduziert, die Bruchschlagarbeit sogar um bis zu 60% und das Material wird sehr spröde. Einzig Accoya wird bisher im tragenden Bereich eingesetzt; das bekannteste Beispiel sind die Brücken in Sneek (NL) (siehe Bild B4-3).



Bild B4-3 Accoya-Brücke in Sneek, Niederlande. (Blaß und Eberhart, Karlsruhe)

Die chemischen Modifizierungsverfahren erfordern alle eine Imprägnierung, meist unter Druck, und eine anschließende Trocknung und Reaktionszeit. Nicht alle Holzarten sind jedoch gut imprägnierbar (→ Tüpfel). Fichte ist z. B. sehr schlecht zu imprägnieren und dadurch nicht chemisch modifizierbar. Für die Acetylierung verwendete Holzarten sind Kiefer, Buche, Ahorn und vor allem Radiata Pine, eine schnellwachsende Kiefernart mit großen Jahrringbreiten. Noch sind nicht alle Aspekte oder Wirkungsmechanismen der Modifizierungsmethoden bekannt oder verstanden. Zur Verdeutlichung von Zeiträumen sei hier nur erwähnt, dass die erste Acetylierung 1928 stattfand und die erste Furfurylierung in den 1950er Jahren. Das modifizierte Holz ist jedoch erst seit wenigen Jahren kommerziell einsetzbar.

B4.4 Baulicher Holzschutz

Holz ist im Gegensatz zu Metallteilen, die korrodieren können, biotischen Schadeinflüssen ausgesetzt. Bei den biotischen Schadeinflüssen unterscheidet man die zwei Hauptgruppen Pilz- und Insektenbefall. Regeln für den Einsatz von Holzbauteilen unter verschiedenen klimatischen Bedingungen ohne Gefährdung der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Bauteilen aus Holz oder Holzwerkstoffen sind daher nötig. Praxisnahe Beispiele sollen zeigen, welche Details zu vermeiden und welche Konstruktionsarten empfehlenswert sind.

Pilzbefall

Pilzbefall tritt bei Holz ab einem Feuchtegehalt von etwa 20% auf. Pilze benötigen freies Wasser und Sauerstoff, um sich entwickeln zu können, wobei der optimale Feuchtegehalt je nach Pilzart unterschiedlich ist. Durch Pilzbefall kann die Tragfähigkeit von Holzkonstruktionen sehr stark herabgesetzt werden. Der Festigkeitsverlust ist unterschiedlich und hängt von der Pilzart und dem Ausmaß des Befalls ab. Deutlicher Festigkeitsverlust kann bereits eingetreten sein, auch wenn das Holz noch weitgehend unverändert zu sein scheint. Schon der richtige Entwurf eines Gebäudes sollte vermeiden, dass Holzbauteile hoher Feuchtigkeit ausgesetzt werden und dadurch eine Holzschädigung durch Pilze ermöglicht wird. Beim Entwurf sollte darauf geachtet werden, dass

- eine Befeuchtung von Holz möglichst vermieden wird,
- eine schnelle Wasserabführung und Belüftung des Holzes sichergestellt ist, wenn sich eine zeitweise Befeuchtung nicht vermeiden lässt,
- Hölzer mit ausreichender natürlicher Dauerhaftigkeit verwendet werden, wenn eine dauernde Befeuchtung nicht vermieden werden kann.

Insektenbefall

Insektenbefall wird durch Wärme begünstigt, die die Entwicklung und Fortpflanzung der Insekten fördert. Die am schnellsten das Holz komplett zersetzenden Insekten sind Termiten, die in warmen Regionen der Welt vorkommen. Ihr Vorkommen und ihre Lebensmöglichkeiten sind in Mittel- und Nordeuropa (im Moment noch) verschwindend gering. Durch Zentralheizungen in Gebäuden werden Lebensmöglichkeit und Entwicklung von Insekten gefördert, da auch in den kälteren Jahreszeiten für die Insekten günstige Temperaturen herrschen. Bei niedrigeren Temperaturen können die Insektenlarven absterben. Risse und Spalten, die in behandeltem Holz entstehen und durch die äußere, behandelte Holzschicht hindurchgehen, können die Voraussetzungen für eine Eiablage oder den Beginn des Befalls bilden, da dadurch die Wirksamkeit einer Holzschutzbehandlung deutlich vermindert wird. Die natürliche Dauerhaftigkeit der einzelnen Holzarten gegenüber Insektenbefall ist sehr unterschiedlich. Bei den meisten Hölzern ist das Kernholz normalerweise dauerhaft, allerdings weist es bei einzelnen Holzarten gegenüber Termitenbefall unterschiedliche Resistenz auf. Es hängt von der Art des Holzes und des Insekts ab, ob der Splintholzbereich dauerhaft ist.

Korrosion von Metallteilen

Unter normalen Nutzungsbedingungen wird Holz von Säuren und Basen nicht angegriffen. Metallteile sind jedoch erforderlichenfalls gegen Korrosion zu schützen, sofern durch die Nutzungsbedingungen das Langzeitverhalten der Metallteile beeinflusst werden könnte. Um bei Holz, das sichtbar bleiben soll, an der Oberfläche Verfärbungen zu vermeiden, kann es erforderlich werden, die Metallteile zu streichen oder zu beschichten.

Maßnahmen des baulichen Holzschutzes

Viele Faktoren sind hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Holz zu berücksichtigen. Das Holz sollte möglichst mit der Gleichgewichtsfeuchte, die sich in der Konstruktion einstellen wird, eingebaut werden, so dass nur noch die jahreszeitlichen Feuchteschwankungen aufzunehmen sind. Wird dies nicht beachtet, können in der Holzoberfläche nach dem Einbau beträchtliche Risse entstehen. Die Rissgefahr ist bei den Holzbauteilen am größten, die direkter Bewitterung ausgesetzt sind oder wo klimabedingte Schwankungen der Luftfeuchte groß sind. Risse ermöglichen das Eindringen von Wasser und Pilzsporen und die Eiablage durch Insekten in das Querschnittsinnere jenseits der geschützten Außenzone. Der Tragwerksplaner muss berücksichtigen, dass Feuchteänderungen verursacht werden durch:

- direkten Wasserzutritt,
- die hygroskopische Eigenschaft des Holzes entsprechend der Luftfeuchte und Temperatur der umgebenden Luft.

Wasser im flüssigen Zustand dringt vor allem in Faserrichtung in das Holz ein. Deshalb sind Stirnflächen so anzuordnen bzw. zu bedecken, dass kein Wasser durch Kapillarwirkung eindringen kann. Einige Fälle, die zu hoher Holzfeuchte führen, sind im Folgenden beschrieben:

- Warme und feuchte Luft z. B. in schlecht belüfteten Dachböden, in denen Lüftungsschächte münden, führt zu leichter Feuchteaufnahme des Holzes.
- Kondensationsprobleme können durch eine zusätzliche Wärmedämmung und durch eine Dampfsperre vermieden werden. Kondensation am Sockel von Glaswänden ist ebenso zu beachten.
- Holz ist einer Durchfeuchtung ausgesetzt, wenn es in Erdkontakt steht, bei Türen und Fensterrahmen und in Bereichen, in denen sich durch Windverwehungen Schnee ansammelt. Es ist auf spritzwassergefährdete Stellen zu achten, wie z. B. in Duschen, Badezimmern oder Küchen.
- Wasser kann sich im Erdreich, in Wänden hinter wasserdichten Absperrungen und in mechanischen Verbindungen ansammeln, weil die natürliche Feuchteabgabe durch Verdunstung in diesen Bereichen verhindert wird. Details, durch die Wasseransammlungen in der Nähe von Metallplatten auftreten können, sind zu vermeiden.
- Ein erhöhtes Befeuchtungsrisiko besteht während der Lagerung der Holzbauteile auf der Baustelle und während der Montage, solange die Dacheindeckung noch fehlt. Holzstapel sind abzudecken und höchstens eine Woche, wenn für die Montage unumgänglich, zu lagern. Insbesondere bei schlechtem Wetter ist auf möglichst kurze Lagerzeiten zu achten.

Eine der grundsätzlichen Maßnahmen des baulichen Holzschutzes ist die Abdeckung exponierter Bauteile, insbesondere von Hirnholz. In DIN 68800-2 sind vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau erläutert.

Vorbeugender Pilzschutz

Durch eine geeignete Detaillausbildung ist es möglich, die Gefahr hoher Holzfeuchten zu verringern. Hohe Temperaturen, die sich aus der geographischen Lage ergeben, können hingegen nicht beeinflusst werden. Die Gefahr hoher Holzfeuchten nimmt mit ansteigenden mittleren Temperaturen zu. Wenn das Eindringen von Wasser in das Holz nicht verhindert werden kann, muss für eine schnelle Austrocknung gesorgt werden oder der befeuchtete Bereich ist einzugrenzen, damit die Holzfeuchte die Grenze von 20% nicht überschreitet. Der Holzfeuchtegehalt ergibt sich aus dem Gleichgewicht zwischen Wasseraufnahme und Wasserabgabe. Er kann verringert werden, wenn die Wasseraufnahme verzögert und die Wasserabgabe begünstigt wird. Ein gutes Beispiel sind Stützenfüße aus

Metall, die einen Abstand der Stirnfläche der Stütze von der Geländeoberfläche von mindestens 300 mm ermöglichen. Bei Regen wird das Holz nicht zusätzlich durch Spritzwasser befeuchtet und kann nach dem Regen wieder austrocknen.

Vorbeugender Insektenschutz

Zunächst sollte die natürliche Dauerhaftigkeit der ausgewählten Holzarten im Hinblick auf die einzelnen, befallsrelevanten Insektenarten festgestellt werden. Auch ist zu klären, ob die einzelnen Insekten in der Gegend, in der das Holz verbaut wird, vorkommen. Zusätzlich zum Holzschutz durch Verwendung von Holz mit natürlicher Dauerhaftigkeit sind bauliche Sperren zwischen dem Untergrund und dem Holz ein wirksamer Schutz, wenn mit der Gefahr des Befalls durch Termiten, die am Boden leben, zu rechnen ist. Termiten bilden oft tunnelartige, überdachte Laufwege zwischen den Nestkammern und den Holzteilen, die angegriffen werden. Bauliche Absperrungen oder Abdeckungen erleichtern das Erkennen der Laufwege der Termiten. Regelmäßige Wartungsinspektionen, um die Stolzen zu entdecken und zu entfernen sind notwendig, und es ist darauf zu achten, dass die Oberflächen, die den Erdboden mit den Holzteilen verbinden, zugänglich und einsehbar sind.

Korrosionsschutz für Verbindungsmittel

EC 5 enthält Beispiele für Mindestanforderungen bzw. Mindestkorrosionsschutz, der für verschiedene Nutzungsklassen erforderlich ist. Erhöhte Korrosionsschutzmaßnahmen sind z. B. bei Lagerhallen für chemische Produkte, Salz und Kunstdünger erforderlich, oder auch in Phosphorsäure-Fabriken, in denen es zwingend notwendig ist, Bolzen, Stabdübel und Stahlplatten aus speziellen nichtrostenden Stählen zu verwenden.

B4.5 Literatur

G. Sagot, L.M.R. Nunes, P.P. de Sousa, Originalbeiträge A14, A15, STEP 1995.

Rapp A.O. und Augusta U. (2000). Dauerhaftigkeit in den Gefährdungsklassen unter besonderer Berücksichtigung von Lärchen- und Douglasien Kernholz. 22. Holzschutz-Tagung der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, Bad Kissingen.

B5 Holztrocknung und Festigkeitssortierung

Originalbeitrag: P. Glos

B5.1 Grundlagen der Holztrocknung

Holz ist bei Feuchtegehalten unterhalb der Fasersättigung hygroskopisch, d. h. sein Feuchtegehalt ändert sich abhängig vom Umgebungsklima. Durch Schwinden oder Quellen verändern sich dabei die Querschnittsmaße. Darüber hinaus sind praktisch alle technologischen Eigenschaften wie Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte oder das Wärmedämmvermögen im hygroskopischen Bereich (**unterhalb des Fasersättigungsbereichs**, siehe Beitrag B2) abhängig von der Holzfeuchte. Zudem ist Holz oberhalb eines Feuchtegehalts von etwa 20% besonders anfällig für Holzschädlinge. Um spätere Schäden zu vermeiden, ist es daher nötig, das Holz vor seiner Endverarbeitung so zu trocknen, dass es dem zukünftigen Umgebungsklima bereits möglichst genau angepasst ist. Im mitteleuropäischen Klima stellen sich im Freien Holzgleichsfeuchten von 12 bis 14% im Sommer und nicht unter 18% im Winter ein. Einen Überblick über Richtwerte für Holzfeuchten beim Einbau gibt Tabelle B5-1.

Tabelle B5-1 Richtwerte für Holzfeuchten.

Verwendungszweck	Feuchtigkeit in %
Bauholz	8-20
Außenfenster und Außentüren	13-16
Möbel, Zimmertüren, Innenausbau mit dauernder Beheizung	6-9
Sperrplatten, Schichtholz, Musikinstrumente	5-7

Generell muss Holz nicht nur in der Bauholz- und Brettschichtholzerzeugung, sondern in allen Bereichen der Holzbe- und -verarbeitung getrocknet werden, so z. B. zur Holzwerkstoffherstellung. Während der Bauzeit ist darauf zu achten, dass weder bei Transport noch bei Lagerung und Einbau des getrockneten Holzes eine Erhöhung der Holzfeuchte eintritt. Dies kann durch Lagerung auf Unterlagen mit Abdeckung sowie durch rasche Eindeckung bzw. gegebenenfalls provisorische Abdeckung der Bauteile erreicht werden. Die Feuchteaufnahme bei der Lagerung erfolgt besonders rasch und intensiv über Hirnholzflächen, Aussparungen, Bohrungen und ähnliches.

Physikalische und holztechnische Grundlagen der Holztrocknung

Die relative Luftfeuchte

Die relative Luftfeuchte ist das Maß für die Aufnahmefähigkeit der Luft an Wasserdampf. Sie berechnet sich aus dem prozentualen Verhältnis der in der Luft eines Raumes tatsächlich vorhandenen Wasserdampfmenge zu der möglichen Höchstmenge bei derselben Lufttemperatur und demselben Luftdruck. Enthält ein Raum die maximal mögliche Menge an Wasserdampf, so spricht man von gesättigtem Dampf bzw. gesättigter feuchter Luft; der Dampf beginnt dann auf den Oberflächen des Raumes zu kondensieren. Unterhalb der Höchstmenge wird der Dampf als ungesättigt oder überhitzt bezeichnet. Wie auf Bild B5-1 zu erkennen ist, ist die relative Luftfeuchte deutlich von der Lufttemperatur abhängig. Warme Luft kann mehr Feuchte aufnehmen als kalte Luft; sie ist bei gleichem absolutem Wassergehalt relativ trockener. Erhöht man in einem Raum die Temperatur, so bedeutet das also gleichzeitig einen Abfall der relativen Luftfeuchte. Dieser Zusammenhang ist für die Holztrocknung von Bedeutung, da bei sinkender relativer Luftfeuchte die Holzgleichgewichtsfeuchte stark abnimmt, während der direkte Einfluss der Lufttemperatur auf die Holzfeuchte wesentlich geringer ist.

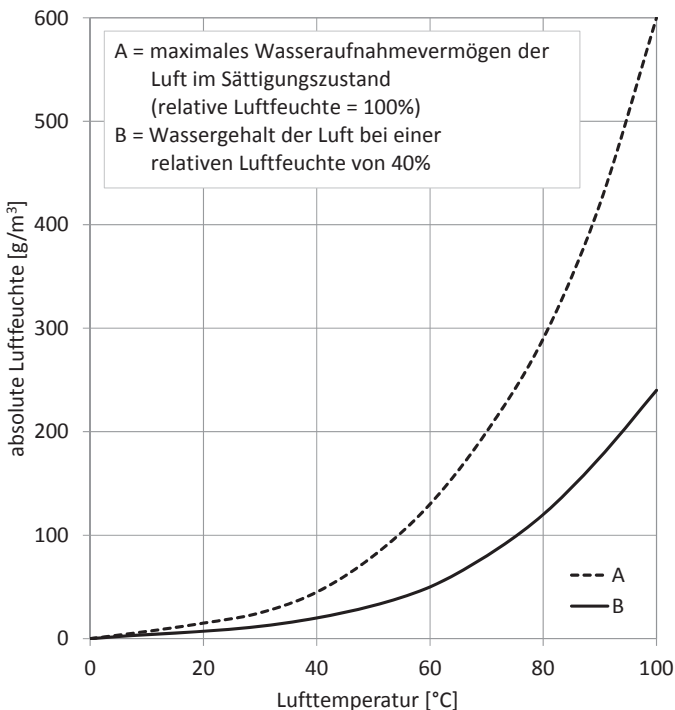


Bild B5-1 Absolute Luftfeuchte in Abhängigkeit von relativer Luftfeuchte und Lufttemperatur.

Die Holzgleichgewichtsfeuchte

Die sich einstellende relative Holzfeuchte ist also von der relativen Luftfeuchte, der Lufttemperatur, dem Luftdruck und der Holzart abhängig. Bei ausreichend langer Lagerung in einem bestimmten Klima erreicht das Holz die zugehörige Gleichgewichtsfeuchte. Maßgebend für die sogenannte Holzgleichgewichtsfeuchte u_{gl} ist vor allem die relative Feuchte der Umgebungsluft, der direkte Einfluss der Temperatur ist geringer. Bild B5-2 zeigt das Keylwerth-Diagramm, aus dem der Zusammenhang zwischen relativer Luftfeuchte, Lufttemperatur und Holzgleichgewichtsfeuchte abgelesen werden kann.

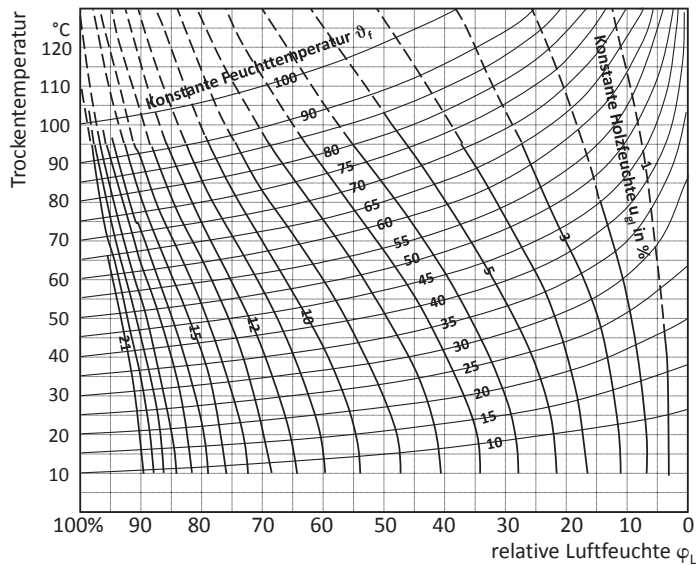


Bild B5-2 Keylwerth-Diagramm. (Kollmann und Coté, 1968)

Feuchtetransport im Holz bei der Trocknung

Der Feuchtetransport im Holz beruht auf einem komplizierten System von Kapillarwasserbewegungen und Diffusion. Zu Beginn der Trocknung, bei Holzfeuchten oberhalb der Fasersättigung, sind schneller ablaufende Kapillartransportvorgänge für den Trocknungsfortschritt maßgebend, freies Wasser wird deshalb schneller abgegeben als gebundenes Wasser. Die Trocknung von $u = 50\%$ auf $u = 40\%$ Holzfeuchte erfolgt bei gleichen Querschnittsmaßen also wesentlich zügiger als von $u = 20\%$ auf $u = 10\%$. Die Geschwindigkeit der Feuchteabgabe bei dieser reinen Kapillarwasserbewegung ist kaum richtungsabhängig.

Der Feuchteausaustausch zwischen Holz und Umgebung verläuft bei den einzelnen Holzarten unterschiedlich schnell. Die Trocknungsgeschwindigkeit nimmt in der Reihenfolge

Kiefernspint, Fichte, Buche, Sipo, Eiche, Iroko und Teak deutlich ab. Da der natürliche Wassertransport im Splintholz stattfindet, ist dieses leichter zu trocknen als Kernholz. Holz mit größerer Rohdichte trocknet im Allgemeinen langsamer als leichtes Holz. Morphologische Besonderheiten, wie z. B. die Einlagerung von Inhaltsstoffen bei der Verkernung oder der Verschluss der Hoftüpfel bei Nadelhölzern können den Wassertransport und damit die Trocknung erheblich behindern. In solchen Fällen können die inneren Holzschichten noch sehr feucht sein, während die äußeren Schichten schon getrocknet sind. Bei sägefrischem Schnittholz ist das im Holz enthaltene Wasser noch annähernd gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Durch die Feuchteabgabe über die Oberflächen trocknen zunächst die äußeren Schichten, es stellt sich ein Holzfeuchtegefälle vom Inneren zur Oberfläche ein, Bild B5-3.

Dieses Gefälle ist der maßgebende Faktor für die Feuchtebewegung im Holz und daher entscheidend für einen optimalen Trocknungsablauf. Ist das Holzfeuchtegefälle z. B. zu Beginn der Trocknung zu groß, so wird die Kapillarwasserbewegung unterbunden und ein Großteil des freien Wassers aus dem Inneren muss den Weg durch das Holz in Dampf-Form zurücklegen, was wesentlich langsamer geschieht als die Bewegung des flüssigen Wassers. Bei sehr großem Holzfeuchtegefälle kann es zu Trocknungsfehlern (z. B. zu Verschalung des Holzes) kommen. Ist das Gefälle hingegen zu klein, werden die Trocknungszeiten unwirtschaftlich lang. Unter „Verschalung“ versteht man einen Eigenspannungszustand des Holzes nach dem Abschluss der Trocknung durch bleibende, lokale Querkzug- oder Querdrukverformungen. Die Außenbereiche trocknen zu schnell und schwinden. Dadurch entstehen im Innern Querdruk- und an der Oberfläche Querkzugspannungen mit der Folge bleibender Querkzugverformungen. Bei Weiter-trocknung trocknen auch die Innenbereiche aus und schwinden. Die Außenbereiche können diese Verformungen nicht mitmachen; im Innern entstehen Risse.

Als Trocknungsverfahren werden die natürliche Freilufttrocknung und vor allem technische Trocknungsverfahren in Trocknungskammern eingesetzt.

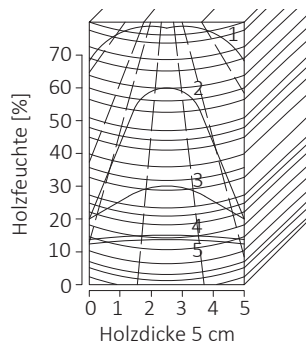


Bild B5-3 Veränderung der Holzfeuchte in einer 50 mm dicken Bohle während der Lagerung auf dem Holzplatz, Linie 1: frisch geschnitten, Linie 5: sich einstellende Holzfeuchte.

B5.2 Grundlagen der Festigkeitssortierung

Der natürliche Rohstoff Holz wird von den Bäumen je nach deren Art, Erbanlagen, Wuchs- und Umgebungsbedingungen in großer Vielfalt erzeugt. Die Holzeigenschaften streuen von Baum zu Baum, aber auch innerhalb eines Stammes, im Stammquerschnitt und in Stammlängsrichtung (siehe Beiträge B1 und B3). Durch den Einschnitt des Rundholzes zu Schnittholz wird die gewachsene Holzstruktur gestört, beispielsweise werden im Bereich von Ästen oder bei drehwüchsigen Stämmen Holzfasern angeschnitten. Dadurch streuen die Festigkeitseigenschaften von Schnittholz, insbesondere bei kleineren Querschnittsmaßen zum Teil erheblich stärker als diejenigen von nicht oder wenig bearbeitetem Rundholz. So können die Festigkeitseigenschaften von unsortiertem Schnittholz einer Holzart so stark streuen, dass die Festigkeit des stärksten Schnittholzstückes das Zehnfache der Festigkeit des schwächsten Stückes betragen kann, Bild B5-4 oben. Da für die mögliche Nutzung des Holzes immer dessen charakteristische Festigkeit, d. h. das 5%-Quantil der Grundgesamtheit, maßgebend ist, kann bei Verwendung von unsortiertem Holz die hohe Festigkeit der meisten Schnittholzstücke nicht genutzt werden. Aus wirtschaftlichen Gründen ist es deshalb notwendig, das Holz durch geeignete Sortierung in Klassen unterschiedlicher Festigkeit einzuteilen, Bild B5-4 unten. Weil die Festigkeit des einzelnen Stückes nicht bekannt ist, sondern nur indirekt über visuell erkennbare oder zerstörungsfrei messbare, mit der Festigkeit korrelierte Holzeigenschaften abgeschätzt werden kann, lässt sich die Streuung der Festigkeit innerhalb einer Klasse allerdings nicht beliebig weit reduzieren. Deshalb überlappen sich diese Klassen je nach der Güte der Sortierung (siehe Bild B5-4 unten) und zwar umso mehr, je weniger leistungsfähig das Sortierverfahren ist. Dies zeigt, dass die Sortierung von erheblicher Bedeutung für die wirtschaftliche Nutzung des Holzes ist. Darüber hinaus ist die Sortierung eine notwendige Voraussetzung dafür, dass Schnittholz in den Qualitäten und Mengen verfügbar ist, die von den Verbrauchern nachgefragt werden, und dass es alle Nutzeranforderungen erfüllt, insbesondere dass es ein berechenbarer Baustoff mit zuverlässigen Eigenschaften ist.

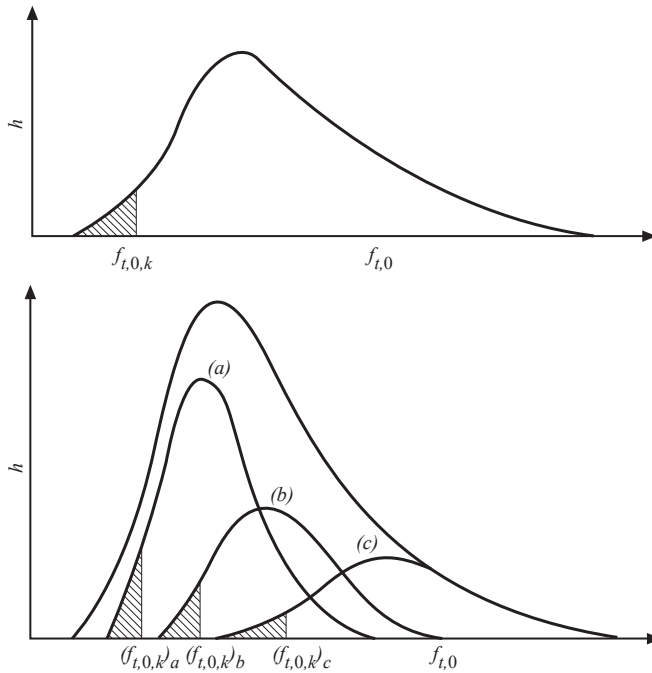


Bild B5-4 Oben: Zugfestigkeit unsortiert; unten: Zugfestigkeit in drei Klassen sortiert. (STEP 1995 Beitrag A6)

Traditionell wird Holz sortiert, indem es visuell begutachtet wird. Dabei wird die Holzgüte nach den durch Augenschein erkennbaren Holzmerkmalen, insbesondere den Ästen und der Jahrringbreite, beurteilt. Bis Anfang dieses Jahrhunderts orientierte sich die visuelle Holzsortierung im Wesentlichen an überlieferten Traditionen und örtlichen Erfahrungen. Eine detaillierte Normierung der Festigkeitssortierung erfolgte erstmals 1923 in den USA und ab den 30er Jahren allmählich auch in verschiedenen europäischen Ländern. Wegen der europaweit unterschiedlichen Holzarten und Holzqualitäten und der unterschiedlichen Holzbau-traditionen, beispielsweise der Verwendung eher gedrungener oder eher schlanker Querschnitte, überrascht es nicht, dass sich die in den letzten 50 Jahren entstandenen Sortiervorschriften in den Sortierkriterien, insbesondere bei der Erfassung der Äste, und in der Klasseneinteilung mehr oder weniger stark voneinander unterscheiden. Gemeinsam ist diesen Sortiervorschriften allerdings die grundsätzliche Problematik der visuellen Sortierung: Aus praktischen Erwägungen können nur visuell erkennbare Holzeigenschaften berücksichtigt und einfache Kombinationsregeln festgelegt werden. Wesentliche festigkeitsbestimmende Einflüsse, wie zum Beispiel die Rohdichte des Holzes, können visuell, etwa über die Jahrringbreite, nur ungenügend erfasst werden. Die visuelle Festigkeitssortierung ist deshalb grundsätzlich mit einer gewissen Unschärfe behaftet. Dadurch ist die Wirtschaftlichkeit der Sortierung begrenzt, und da die Einstufung von der Aufmerksamkeit des Sortierers abhängt, ist sie auch nur bedingt objektiv.

Mit dem Ziel, die Zuverlässigkeit der Festigkeitssortierung von Schnittholz zu verbessern sowie das vorhandene Holzangebot wirtschaftlicher zu nutzen und höhere Festigkeitswerte einführen zu können, wurden etwa ab 1960 in Australien, USA und in Großbritannien, später auch in anderen Ländern, Verfahren zur maschinellen Holzsortierung entwickelt. Die zunehmende Industrialisierung in der Holzbe- und -verarbeitung, die zunehmende Bedeutung der Qualitätssicherung und eine zunehmende Nachfrage nach hochwertigen Holzqualitäten haben in den letzten Jahren das Interesse an der maschinellen Holzsortierung stark anwachsen lassen und die Entwicklung neuer, leistungsfähiger Sortiermaschinen in Gang gesetzt. Bei der Holzsortierung muss generell zwischen der sogenannten Erscheinungssortierung und der Festigkeitssortierung unterschieden werden. Bei der Erscheinungssortierung wird das Holz nach seiner optischen Erscheinung, also nach ästhetischen Kriterien, beurteilt. Dies ist immer dann von Bedeutung, wenn das Holz sichtbar verwendet wird, sei es als Wand- oder Deckenbekleidung, sei es als Konstruktionsholz für eine sichtbar bleibende Konstruktion oder im Möbelbau. Bei der Festigkeitssortierung wird das Holz dagegen ausschließlich nach Kriterien beurteilt, die für seine Tragfähigkeit von Bedeutung sind. Daraus folgt, dass Bauholz für anspruchsvolle, sichtbar bleibende Bauteile unter Umständen nach beiden Kriterien und nicht allein nach der Festigkeit zu sortieren ist. Im Weiteren wird in diesem Beitrag jedoch nur die Festigkeitssortierung von Schnittholz behandelt.

Allgemeine Anforderungen an die Festigkeitssortierung von Holz

Durch die Festigkeitssortierung soll sichergestellt werden, dass alle für die Verwendung von Holz für tragende Zwecke wesentlichen Eigenschaften zuverlässig eingehalten werden. Dazu müssen in den Sortierregeln für jede Sortierklasse Grenzwerte für Holzmerkmale festgelegt werden, die mit der Festigkeit und Steifigkeit des Holzes hinreichend korreliert sind. Bei der herkömmlichen visuellen Sortierung sind dies vor allem die Jahrringbreite als Maß für die festigkeitsrelevante Holzstruktur sowie festigkeitsmindernde Holzmerkmale wie zum Beispiel Äste, Faserneigung, Risse, Reaktionsholz, Pilz- und Insektenbefall und mechanische Schädigungen. Bei der maschinellen Sortierung können auch andere, visuell nicht messbare Eigenschaften wie zum Beispiel der dynamische Elastizitätsmodul herangezogen werden, mit denen die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften wesentlich besser abgeschätzt werden können. Neben den festigkeits- und steifigkeitsrelevanten Sortierkriterien müssen auch Grenzwerte für geometrische Eigenschaften, wie zum Beispiel Baumkante, Krümmung und Verdrehung festgelegt werden, weil diese für die konstruktive Verwendung des Holzes ebenfalls von Bedeutung sind. Weil die Holzabmessungen, aber auch die Krümmung, Verdrehung sowie Risse von der Holzfeuchte abhängen, müssen die Grenzwerte auf eine Messbezugsfeuchte bezogen werden, die in Deutschland einheitlich auf 20% festgelegt ist (siehe DIN 4074). Daneben ist die Holzfeuchte auch bei der maschinellen Sortierung zu beachten, wenn feuchteabhängige Holzparameter gemessen werden.

Visuelle Festigkeitssortierung

Bei der visuellen Sortierung wird das Holz nach Augenschein betrachtet und die Festigkeit des Holzes nach Merkmalen beurteilt, die mit der Festigkeit korrelieren. Daher ist das Ergebnis vom Sortierer abhängig. Der wichtigste visuelle Sortierparameter ist die Ästigkeit. Da der Standort und das Klima das Baumwachstum beeinflussen, muss die Stichprobe, anhand derer die Korrelation der gemessenen Sortierparameter mit den gesuchten Festigkeiten durch Versuche ermittelt wird, repräsentativ sein. Die Ergebnisse der Stichprobe müssen also ohne Fehler auf die Grundgesamtheit übertragen werden können. Nur dann ist gewährleistet, dass die eigentliche, zerstörungsfreie Festigkeitssortierung anhand der korrelierten Sortierparameter zu einer zuverlässigen Zuordnung eines Holzstücks zu einer Festigkeitsklasse führt. Der erste Schritt ist folglich die Zusammenstellung einer repräsentativen Stichprobe, wobei folgende Einflüsse zu berücksichtigen sind:

- Klima,
- Wuchsgebiet,
- Holzfeuchte,
- Geometrie der Versuchskörper,
- Holzart.

Der nächste Schritt ist die Durchführung von Versuchen, um die Sortierparameter mit der gesuchten Festigkeitseigenschaft, z. B. der Biegefestigkeit, zu korrelieren. Ein typisches Resultat für die Biegefestigkeit in Abhängigkeit vom Sortierparameter Ästigkeit ist in Bild B5-5 gezeigt (für Nadelholz). Eine hohe Ästigkeit führt dazu, dass die Biegefestigkeit stark abnimmt und das Holz darum einer niedrigeren Festigkeitsklasse zugewiesen werden muss. Die Ästigkeit ist allerdings nur schwach mit der Festigkeit korreliert; es ergibt sich eine breit gestreute Punktwolke.

Um nun doch die Ästigkeit als Sortierkriterium verwenden zu können, müssen Grenzwerte für den Sortierparameter pro Festigkeitsklasse festgesetzt werden. Bild B5-6 zeigt schematisch den Ablauf. Die charakteristische Biegefestigkeit einer Festigkeitsklasse wird z. B. auf 24 N/mm^2 oder 30 N/mm^2 gesetzt. Die horizontalen Linien der ausgewählten Biegefestigkeiten ergeben mit den vertikalen Linien der Ästigkeit einen Schnittpunkt, so dass nur noch 5% aller Holzstücke mit derselben oder kleinerer Ästigkeit eine kleinere Biegefestigkeit haben (schwarze Flächen in Bild B5-6). In Bild B5-6 sind also Ästigkeiten von 0,4 resp. 0,2 maßgebende Sortierkriterien für die Festigkeitsklassen mit charakteristischen Biegefestigkeiten von 24 N/mm^2 resp. 30 N/mm^2 . Die Zuordnung einer visuellen Sortierklasse, hier also z. B. die Sortierklasse S10 „maximale Ästigkeit = 0,4“ nach DIN 4074 Teil 1, zu einer Festigkeitsklasse C24 nach EN 338 mit $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ wird in der EN 1912 vorgenommen. In der EN 1912 sind nationale visuelle Sortierklassen einer europäischen Festigkeitsklasse zugeordnet.

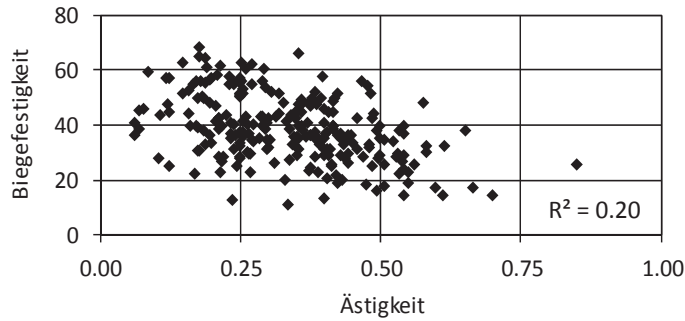


Bild B5-5 Korrelation zwischen Biegefestigkeit und Ästigkeit (Nadelholz).

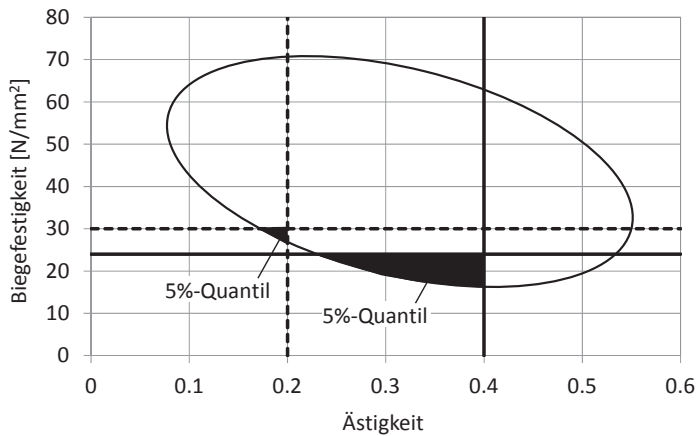


Bild B5-6 Ableitung von Sortierkriterium Ästigkeit je Festigkeitsklasse (Nadelholz).

Visuelle Sortierparameter und Sortierkriterien

Der wichtige Sortierparameter Ästigkeit wird in Bild B5-7 exemplarisch für Kanthölzer (Nadelholz) gezeigt. Die Ästigkeit A ergibt sich immer aus geometrischen Überlegungen über das Verhältnis von Astfläche zu restlicher Holzfläche. Für Bretter und Bohlen ist die Evaluierung etwas komplexer, da die Äste als Einzeläste auf der Schmalseite, der Breitseite, durchgehend, schräg oder als Astansammlungen vorkommen können (siehe auch Bild B3-14). Dem Sortierparameter Ästigkeit werden je nach Sortierklasse unterschiedliche Grenzen (Sortierkriterien) zugewiesen. Neben der Ästigkeit sind noch andere Sortierparameter notwendig wie Faserabweichung, Baumkante, Jahrringbreite, Krümmungen, Risse, Reaktionsholz oder Verfärbungen. In Tabelle B5-2 werden beispielhaft die Sortierkriterien für Kanthölzer nach DIN 4074 aufgelistet.

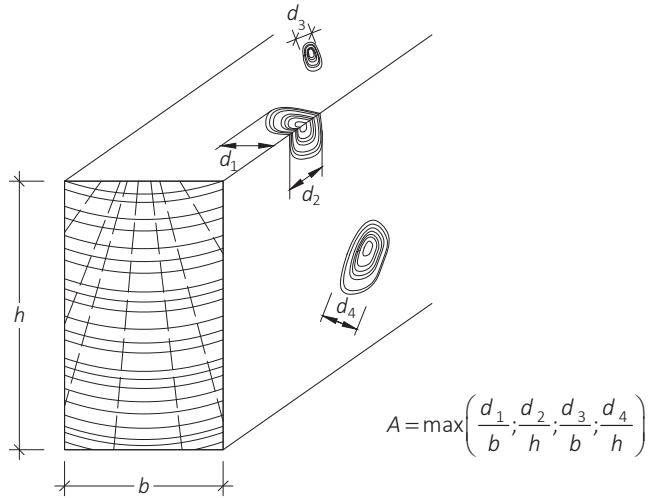


Bild B5-7 Äste in Kantholz, Ästigkeit A nach DIN 4074-1.

Maschinelle Festigkeitssortierung

Bei der maschinellen Festigkeitssortierung ist nicht die Ästigkeit, sondern der E-Modul der wichtigste Sortierparameter. Die Messgenauigkeit ist höher als bei der visuellen Sortierung und das Sortierergebnis ist besser reproduzierbar. Der Elastizitätsmodul korreliert besser mit der Festigkeit als die Ästigkeit; Bild B5-8 zeigt ein deutlich höheres Bestimmtheitsmaß (R^2) als Bild B5-5.

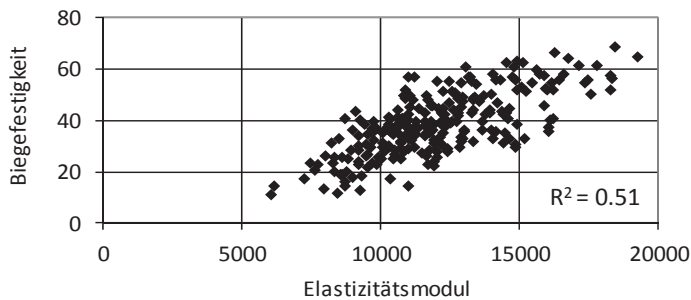


Bild B5-8 Korrelation zwischen Biegefestigkeit und Elastizitätsmodul (Nadelholz).

Tabelle B5-2 Sortierkriterien für Kanthölzer (NH) bei der visuellen Sortierung, DIN 4074-1:2008.

Sortierparameter	Sortierklasse		
	S7	S10	S13
1. Äste	bis 3/5	bis 2/5 ^a	bis 1/5
2. Faserneigung	bis 12%	bis 12%	bis 7%
3. Markröhre	zulässig	zulässig	nicht zulässig ^b
4. Jahrringbreite			
- im Allgemeinen	bis 6 mm	bis 6 mm	bis 4 mm
- bei Douglasie	bis 8 mm	bis 8 mm	bis 6 mm
5. Risse			
- Schwindrisse ^c	bis 1/2	bis 1/2	bis 2/5
- Blitzrisse, Ringschäle	nicht zulässig	nicht zulässig	nicht zulässig
6. Baumkante	bis 1/4	bis 1/4	bis 1/5
7. Krümmung ^c			
- Längskrümmung	bis 8 mm	bis 8 mm	bis 8 mm
- Verdrehung	1 mm / 25 mm Höhe	1 mm / 25 mm Höhe	1 mm / 25 mm Höhe
8. Verfärbung, Fäule			
- Bläue	zulässig	zulässig	zulässig
- nagelfeste braune und rote Streifen	bis 2/5	bis 2/5	bis 1/5
- Braun-, Weißfäule	nicht zulässig	nicht zulässig	nicht zulässig
9. Druckholz	bis 2/5	bis 2/5	bis 1/5
10. Insektenfraß	Fraßgänge bis 2 mm Durchmesser von Frischholzinsekten zulässig		
11. sonstige Merkmale	sind in Anlehnung an die übrigen Sortierkriterien sinngemäß zu berücksichtigen		

^a Bei Fichte und Douglasie bis 1/2 bei Jahrringbreiten bis 4 mm bei Fichte und 5 mm bei Douglasie. Der Anteil an einer Lieferung darf 25% nicht überschreiten.

^b Bei Kantholz mit einer Breite > 120 mm zulässig.

^c Diese Sortiermerkmale bleiben bei nicht trockensortierten Hölzern unberücksichtigt.

Maschinelle Sortierparameter

Neben dem E-Modul können noch weitere Parameter maschinell erfasst und bewertet werden. Dazu gehören die Ästigkeit, Rohdichte, Holzfeuchte und die Querschnittsmaße. Allen Parametern ist gemeinsam, dass sie zerstörungsfrei gemessen werden können. Der Elastizitätsmodul wird über die Durchbiegung gemessen oder aber durch eine Schwingungsmessung. Optische Methoden wie Oberflächenscannen oder Durchstrahlen mit

Röntgen- oder Gammastrahlen messen die Ästigkeit. Holzfeuchtemessgeräte geben Auskunft über die Holzfeuchte. Moderne Holzsortiermaschinen messen den dynamischen E-Modul über eine Schwingungsmessung. Mit der Frequenz f der Schwingung, der Länge ℓ des Brettes und seiner Rohdichte ρ kann der dynamische E-Modul E_{dyn} berechnet werden, siehe Gleichung (B5-1) für den Fall einer Messung der Längsschwingung wie in Bild B5-9 gezeigt (Herleitung in Anlage 1). Diese Messmethode ist in Bild B5-9 schematisch dargestellt. Bild B5-10 zeigt das Ergebnis einer Durchstrahlung mit Röntgenstrahlen zum Messen der Ästigkeit.

$$E_{\text{dyn}} = 4 \cdot f^2 \cdot \ell^2 \cdot \rho \quad (\text{B5-1})$$

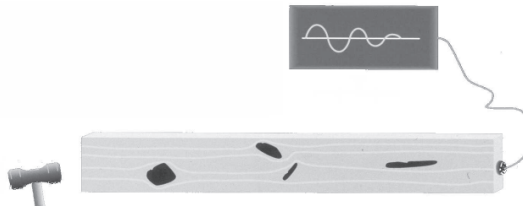


Bild B5-9 Schwingungsmessung.

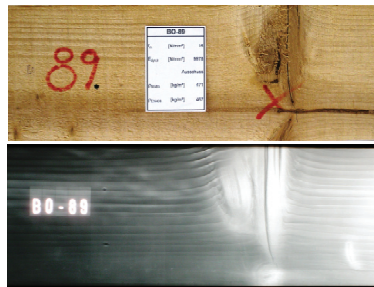


Bild B5-10 Röntgenbild (unten) eines Brettes mit Ast (oben).

Die besten Ergebnisse werden mit der Kombination mehrerer Sortierparameter erzielt. Durch die Kombination der Sortierparameter erhält man eine bessere Korrelation mit der Festigkeit und somit auch eine bessere Ausbeute bei der Einteilung in Festigkeitsklassen. Die Sortierparameter „dynamischer E-Modul“ und „Ästigkeit“ werden in beinahe allen modernen Sortiermaschinen kombiniert. Dazu können z. B. noch die Rohdichte durch Wiegen (oder Röntgen) und die Querschnittsmaße verwendet werden. Bild B5-11 zeigt eine typische Korrelation zwischen Biegefestigkeit und einer Kombination von Sortierparametern. Das Bestimmtheitsmaß ist im Vergleich zu Bild B5-8 erneut höher und damit die Korrelation zwischen der Biegefestigkeit und den Sortierparametern besser.

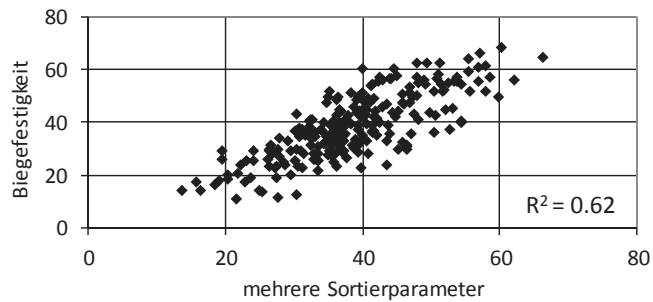


Bild B5-11 Korrelation zwischen Biegefestigkeit und einer Kombination mehrerer Sortierparameter.

Vierpunkt-Biegeversuche

Die Korrelation zwischen Sortierparametern und Festigkeiten wird meist über sogenannte Vierpunkt-Biegeversuche (Bild B5-12) ermittelt. Die aus Sortierkriterien abgeleitete Festigkeit ist die Biegefestigkeit; alle anderen Festigkeiten einer Festigkeitsklasse werden meist über Regressionsgleichungen aus der Biegefestigkeit ermittelt (EN 338). Der lokale E-Modul zwischen den beiden Kräfteinleitungspunkten (siehe w_{lokal} in Bild B5-12) enthält keinen Schubverformungsanteil, da in dem Bereich keine Schubkräfte vorhanden sind. Dadurch ergibt die Ermittlung des lokalen E-Moduls über die gemessenen Kraft- und Verformungsanteile den Biege-E-Modul und die Biegefestigkeit ohne Schubanteile.

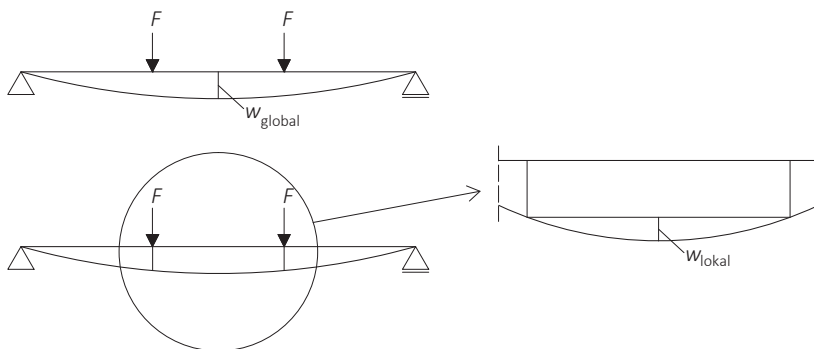


Bild B5-12 Vierpunkt-Biegeversuche mit Biegelinie, w_{global} und w_{lokal} .

Kalibrierung der Sortiermaschinen

Die Korrelation zwischen Sortierkriterien und Biegefestigkeit muss eingestellt und überprüft werden. Die „Settings“ (Einstellwerte) einer Sortiermaschine müssen kalibriert werden, so dass die Maschine die geprüften Schnitthölzer einer Festigkeitsklasse zuweisen kann. Diese Kalibrierung kann auf zwei verschiedene Arten durchgeführt werden, nämlich „machine controlled“ und „output controlled“.

Machine controlled:

Dabei wird eine große Anzahl von Schnitthölzern in Vierpunkt-Biegeversuchen geprüft. Sortiermodelle werden daraus abgeleitet und die Einstellungen der Sortiermaschinen festgelegt. Während der Produktion werden keine Schnitthölzer mehr geprüft.

Output controlled:

Die Anfangseinstellungen der Sortiermaschinen werden aus einer kleinen Anzahl von Versuchen abgeleitet. Regelmäßig werden danach Schnitthölzer aus sortiertem Holz geprüft und kontrolliert, ob die geprüften Schnitthölzer den eingestellten Kriterien (charakteristische Werte) entsprechen. Falls dies nicht der Fall ist, werden die Einstellungen angepasst.

Rundholzsortierung

Bei der visuellen Rundholzsortierung wird das Rundholz, wie das Schnittholz, nach Augenschein betrachtet. Ausgelegt auf die Sichtbarkeit der Merkmale beim Rundholz werden ähnliche Merkmale wie bei der Schnittholzsortierung beurteilt, die sich auf die Festigkeit auswirken. Rundholz wird im Gegensatz zu Schnittholz in Güteklassen eingeteilt.

B5.3 Literatur

P. Glos, Originalbeitrag A6, STEP 1995.

Kollmann F.F.P und Coté W.A. (1968). Principles of wood science and technology. Volume I, Solid Wood. Springer Verlag, Berlin, 592 S.

B6 Holzprodukte

Originalbeiträge: P. Glos, F. Colling, A. Ranta-Maunus, G. Steck, D.R. Griffiths, E. Raknes

Früher begrenzte die Größe des Baumes im Wald die Abmessungen des Bauholzes, das daraus hergestellt wurde. Noch vor hundert Jahren waren Kanthölzer mit Querschnitten von 150 mm x 450 mm und Längen bis 20 m allgemein verfügbar. In der heutigen Zeit sind in vielen Ländern Hölzer mit Querschnitten über 75 mm x 225 mm und Längen über 5 m kaum erhältlich und daher teuer. Jedoch können heute, wenn größere Abmessungen verlangt werden, mehrere Holzteile zu einem Bauteil zusammengesetzt werden, z. B. zu einem Brettschichtholzbauteil. Durch den natürlichen Baumwuchs ist Holz sehr inhomogen. Äste, Harzgallen und andere wachstumsbedingte Eigenschaften haben einen großen Einfluss auf die Festigkeit und verursachen daher eine beträchtliche Streuung der Festigkeitseigenschaften innerhalb eines Bauteils. Teilt man große Holzstücke in kleinere Teile auf und fügt sie dann wieder zusammen, werden die Fehler innerhalb des Materials verteilt und die Streuung der Materialeigenschaften nimmt ab. Die größere Tragfähigkeit von Brettschichtholz verglichen mit Vollholz resultiert nicht aus einer höheren mittleren Tragfähigkeit, sondern aus einer Verringerung der Streuung der Festigkeitseigenschaften, wodurch eine höhere charakteristische Festigkeit erreicht wird. Im Allgemeinen nimmt die Streuung der Festigkeit der in Tabelle B6-1 aufgeführten Holzprodukte mit zunehmendem Herstellungsaufwand ab und die Homogenisierung nimmt zu. Rundholz, das kaum bearbeitet wird, bildet jedoch eine Ausnahme. Seine Festigkeit ist besonders hoch, da die Holzfasern nicht angeschnitten sind und die durchgehenden Fasern die Beanspruchungen um die Äste herum führen können.

Tabelle B6-1 Holzbaustoffe und ihre Komponenten.

Holzprodukt		Komponenten
Rundholz	↓ Streuung nimmt ab ↓	Stämme
Schnittholz		Kantholz, Bohlen, Bretter und Latten
Brettschichtholz		Bretter
Furnierschichtholz		Furniere
Sperrholz		Furniere oder Schnittholz
Furnierstreifenholz		Furnierstreifen
Spanplatten		Späne
Faserplatten		Fasern

Holz als ein natürliches Material weist in unterschiedlichen Richtungen unterschiedliche Eigenschaften auf. Parallel zur Faser, also in Längsrichtung des Baumstammes, ist die Festigkeit des Materials besonders hoch, während rechtwinklig zur Faserrichtung die Festigkeitseigenschaften gering sind. So ist z. B. die Zugfestigkeit parallel zur Faser etwa 40-mal höher als die Zugfestigkeit rechtwinklig dazu. Daher ist es sehr einfach, Holz entlang der Fasern mit einer Axt zu spalten, aber sehr viel schwieriger, ein Stück Holz rechtwinklig zur Faser zu teilen. Diese großen Unterschiede der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften in verschiedenen Richtungen treten bei den meisten Holzwerkstoffplatten nicht mehr auf. Da die Holzspäne und -fasern bei vielen Plattentypen zufällig ausgerichtet sind, hängt die Festigkeit in der Plattenebene viel weniger von der Beanspruchungsrichtung ab als bei Vollholz.

B6.1 Vollholz

Der Begriff Vollholz wird für Bauteile verwendet, die durchgehend aus Holz in seinem natürlichen Gefüge bestehen. Im Gegensatz dazu stehen die sogenannten Holzwerkstoffe, die durch Zerlegen und anschließendes Zusammenfügen der Teile hergestellt werden.

Schnittholz

Schnittholz entsteht durch Längsaufftrennen von Rundholz und ist die Sammelbezeichnung für Produkte, die in Sägewerken aus Rundholz hergestellt werden. Hauptgruppen (Produkte) nach ihren Querschnittsmaßen sind Bretter, Bohlen, Latten und Kanthölzer. Die Querschnittsbereiche sind genormt (z. B. in DIN 4074-1), als Vorzugsquerschnitte z. B. bei Konstruktionsvollholz (KVH[®]) festgelegt oder werden je nach Verwendungszweck gesondert festgelegt. Die verschiedenen Verfahrenstechniken (Gattersäge, Bandsäge, Profilsäner) ermöglichen unterschiedliche Ausbeuten an Schnittholz und liefern entsprechende Mengen Industrierestholz. Bild B6-1 zeigt Einschnittmöglichkeiten für Kanthölzer wobei der herzförmige Einschnitt besonders relevant ist, da er zu geringeren Schwindrissen führt.

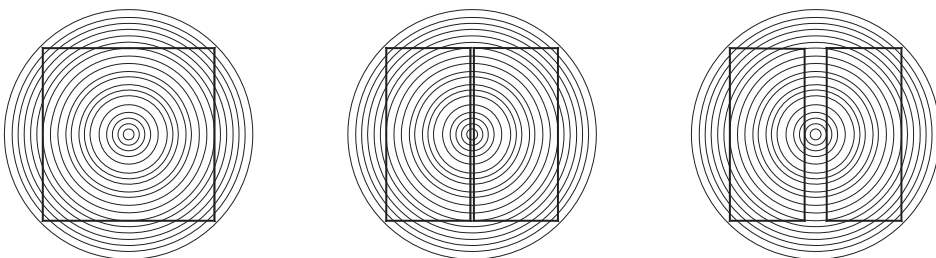


Bild B6-1 Einschnittarten. Links: einstieliger Einschnitt; Mitte: zweistieliger herzgetrennter Einschnitt; rechts: zweistieliger herzförmiger Einschnitt.

Nach dem Einschnitt wird das Schnittholz visuell vorsortiert, bevor es dann technisch getrocknet oder freiluftgetrocknet wird. Speziell kleine Sägewerke besitzen oft keine technischen Trocknungsräume, wodurch das Schnittholz zu feucht geliefert wird. Erst nach der Trocknung auf den gewünschten Holzfeuchtegehalt wird das Schnittholz dann visuell oder maschinell sortiert und einer Festigkeitsklasse zugeordnet. Nasses Holz wird im Hinblick auf das spätere Maß des trockenen Holzes eingeschnitten. Der Einschnitt erfolgt daher mit einem gewissen Zuschlag für die folgende Schwindung des Holzes. Ein Vorbild für ein Kantholz mit Markröhre nach der Trocknung zeigt Bild B6-2. Die weiteren Bearbeitungsschritte am Schnittholz werden Veredlung genannt. Meist wird Bauschnittholz sägerau verwendet. Weiterhin kann Schnittholz keilgezinkt werden, um längere Dimensionen zu erhalten. Dafür benötigt der Hersteller in Deutschland einen Nachweis der Eignung zum Kleben tragender Holzbauteile (DIN 1052-10).



Bild B6-2 Kantholz mit Markröhre, Ästen und Trocknungsrisse. (Studiengemeinschaft Holzleimbau, 1998)

Festigkeitsklassen für Vollholz

Ein System von Festigkeitsklassen hat den Vorteil, die Vielzahl der im europäischen Binnenmarkt verfügbaren Kombinationen von Holzarten, Sortierklassen und Herkünften in eine überschaubare Anzahl von Gruppen zusammenzufassen, um die Verwendung von Bauholz für tragende Zwecke zu vereinfachen und zu verbessern. Das in EN 338 festgelegte System von Festigkeitsklassen ist im Folgenden dargestellt. Es besteht aus zwölf Klassen für Nadelhölzer (Tabelle B6-2) und acht Klassen für Laubhölzer (Tabelle B6-3). Es umfasst von der niedrigsten Nadelholzklasse C14 bis zur höchsten Laubholzklasse D70 alle gegenwärtig in Europa vorkommenden Festigkeitsklassen. EN 338 gibt für jede Festigkeitsklasse charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte an.

Die Vereinbarung von Festigkeitsklassen mit einem jeweils konstanten Satz von Festigkeits- und Steifigkeitswerten ist möglich, weil praktisch alle kommerziell genutzten Nadel- und Laubhölzer unabhängig von ihrer Herkunft ein ähnliches Verhältnis der Festigkeits- und Steifigkeitswerte untereinander aufweisen. Aufgrund vorliegender Versuchsdaten konnte gezeigt werden, dass alle wichtigen charakteristischen Festigkeits- und Steifig-

keitswerte in guter Näherung aus der Biegefestigkeit, dem dynamischen E-Modul und der Rohdichte berechnet werden können (siehe Beitrag B5). In EN 1912 ist zusammengestellt, welche visuellen Sortierklassen und Holzarten welchen Festigkeitsklassen der EN 338 zugeordnet werden können. Tabelle B6-4 gibt diese Zuordnung der EN 1912 für die Festigkeitsklasse C30 wieder. Anhand dieser Tabellen können alle verschiedenen nationalen Sortierklassen einer Festigkeitsklasse zugeordnet werden.

Tabelle B6-2 Festigkeitsklassen und charakteristische Werte gemäß EN 338:2009; Nadelhölzer.

N/mm ²	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
kN/mm ²												
$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10	10,7
$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,4	0,43	0,47	0,5	0,53
G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
kg/m ³												
ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Tabelle B6-3 Festigkeitsklassen und charakteristische Werte gemäß EN 338:2009; Laubhölzer.

N/mm ²	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
$f_{m,k}$	18	24	30	35	40	50	60	70
$f_{t,0,k}$	11	14	18	21	24	30	36	42
$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$f_{c,0,k}$	18	21	23	25	26	29	32	34
$f_{c,90,k}$	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
kN/mm ²								
$E_{0,mean}$	9,5	10	11	12	13	14	17	20
$E_{0,05}$	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
$E_{90,mean}$	0,63	0,67	0,73	0,8	0,86	0,93	1,13	1,33
G_{mean}	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
kg/m ³								
ρ_k	475	485	530	540	550	620	700	900
ρ_{mean}	570	580	640	650	660	750	840	1080

Tabelle B6-4 Festigkeitsklasse C30; Zuordnung visueller Sortierklassen und Holzarten gemäß EN 1912:2013 (botanische Kennzeichnung ist in EN 1912 angegeben).

Festigkeits- klasse	Land, das die Sortiervorschrift veröffentlicht	Sortier- klasse	Handelsname Holzart	Herkunft	Botanische Kennzeichnung
C30	Frankreich	ST-I	Fichte, Tanne	Frankreich	1, 22
	Deutschland, Österreich, Tsche- chische Republik	S13, S13K	Fichte, Tanne, Kiefer, Lärche	MNO-Europa	1, 15, 22, 47
	Italien	S1	Douglasie	Italien	54
	Nordische Länder	T3	Fichte, Tanne, Kiefer, Lärche	NNO-Europa	1, 15, 22, 47
	Frankreich	ST-I	Lärche, Kiefer	Frankreich	15, 39, 47
	Spanien	ME1	Laricio-Kiefer	Spanien	39
	Slowakische Re- publik	S0	Fichte	Slowakei	22

B6.2 Brettschichtholz

Brettschichtholz (BS-Holz) gehört zu den Schichthölzern, bei denen die Komponenten (hier Bretter) faserparallel angeordnet sind. Im Gegensatz dazu werden bei den Sperrhölzern die Komponenten in der Regel orthogonal angeordnet. Der Oberbegriff für Schichthölzer und Sperrhölzer ist Lagenholz. Ein Beispiel für einen Brettschichtholzträger zeigt Bild B6-3. Zur Herstellung werden die Einzelkomponenten, die sog. Lamellen, über die gesamte Kontaktfläche mit Klebstoffen verbunden, wodurch sich unverschiebliche Verbindungen ergeben. Der große Vorteil des Brettschichtholzes liegt in der dadurch erreichten Homogenisierung des Baustoffes Holz.

Mit der Entwicklung wasser- und schimmelfester Kunstharzkleber haben die Klebstoffe im Holzbau zunehmend an Bedeutung gewonnen. Seitdem hat auch die Entwicklung der Leimbauweisen im Ingenieurholzbau einen besonderen Aufschwung erfahren. Es sind wesentlich größere und tragfähigere Querschnitte als mit Schnittholz möglich. Dadurch zählt man BS-Holz neben anderen lastabtragenden Produkten wie Brettsperrholz zu den „engineered wood products“, die den Holzbau in den letzten Jahrzehnten revolutioniert haben.

Brettschichtholz ist in EN 14080 genormt, in der neben den Festigkeitsklassen auch die Anforderungen an die Herstellung definiert werden. Außerdem sind Regeln festgelegt, anhand derer von jedem Hersteller eigene Festigkeitsklassen produziert werden können, indem bestimmte Lamellen- und Keilzinkengüten miteinander kombiniert werden.

Am Rande sei hier erwähnt, dass die EN 14080 eine neue Generation europäischer Normen darstellt, in der viele ursprünglich getrennte Normen zusammengeführt werden. So ersetzt die EN 14080 die Normen EN 385 bis EN 387, EN 390 bis EN 392 und die EN 1194, in der bisher z. B. Festigkeitsklassen (EN 1194) oder Delaminierungsprüfungen von Klebstofffugen (EN 391) geregelt waren. So werden die bisher auf viele unterschiedliche Normen verteilten Regelungen in einer Norm gebündelt.

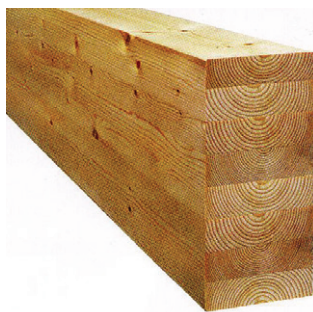


Bild B6-3 Brettschichtholz. (Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V., 1998)

Aufbau von Brettschichtholz

Die grundsätzliche Idee hinter der Entwicklung von Holzwerkstoffen ist die Reduzierung der Streuung der Eigenschaften und die Homogenisierung des Werkstoffes Holz. Bei Rundholz bleibt die Struktur des Baumes im Wesentlichen erhalten. Es weist daher höhere Festigkeiten auf als Schnittholz, bei dem durch das Einsägen viele Fasern angeschnitten werden. Da die Festigkeitswerte bei Holz stark streuen, bestimmt die schwächste Stelle die Festigkeit eines Brettes. Die Tragfähigkeit kann nur durch Sortierung der Bretter oder des Rundholzes beeinflusst werden. Betrachtet man den mittleren Bereich von Tabelle B6-1 (BS-Holz bis Furnierstreifenholz), so wird hier zusätzlich zur Sortierung eine Verbesserung der Holzeigenschaften durch Homogenisierung erreicht, indem einzelne Vollholzkomponten miteinander verbunden (meist verklebt) werden. Werden die Komponenten der Holzwerkstoffe noch kleiner (Späne, Fasern), ist eine Sortierung nach der Festigkeit jeder einzelnen Komponente nicht mehr möglich. Hier findet im Herstellungsprozess eine signifikante Homogenisierung statt.

In der Verbundstruktur eines BS-Holz-Trägers fällt eine Schwachstelle wie z. B. ein Ast nicht mehr so stark ins Gewicht, da sie nicht den gesamten Querschnitt des Trägers beeinflusst. Die Bereiche mit Ästen haben einen geringeren E-Modul als das darüber und darunter liegende fehlerfreie Holz, geben Last an die umliegenden Lamellen ab und werden entlastet. Diese Systemwirkung der unter Druck schichtweise verklebten Lamellen nennt man Laminierungseffekt. Durch die Zerlegung und anschließende Verklebung des Holzes wird eine Homogenisierung des Werkstoffs erreicht, da die Streuung der mechanischen Eigenschaften im späteren Werkstoff geringer ist als in den einzelnen Lamellen. Zusätzlich werden Stellen wie größere Äste, Harzgallen oder Rindeneinwüchse herausgetrennt. So können durch Auskappen einer Fehlerstelle aus einem Holz, das nach DIN 4074 in S10 einsortiert werden muss, zwei in S13 sortierte Hölzer entstehen (Bild B6-4). Bild B6-4 zeigt schematisch das Heraustrennen einer Stelle mit zu hoher Ästigkeit und die nachfolgende Keilzinkung, wodurch wieder ein langes Brett entsteht. In der BS-Holz-Herstellung werden standardmäßig 3 m bis 6 m lange Bretter durch Keilzinkung zu Endloslamellen verbunden. Durch Ablängen nach Bedarf werden die Keilzinkenverbindungen im BS-Holz verteilt.

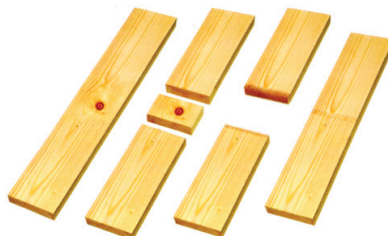


Bild B6-4 Heraustrennen minderwertiger Abschnitte und Zusammenfügen mittels Keilzinkung. (Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., 1998)

Weitere Vorteile des BS-Holzes werden im Vergleich zum Kantholz deutlich. Bei Kantholz mit großem Querschnitt ist meist das Mark enthalten, und es kommt zu großen Schwindrissen (siehe Bild B6-5). Diese sind bei vielen Anwendungen unerwünscht und stellen außerdem Eingänge für Feuchtigkeit oder Holzschädlinge dar. Weiterhin ist die technische Trocknung großer Querschnitte bei großen Längen problematisch. Bei Brettschichtholz dagegen ist die Trocknung der einzelnen Bretter unproblematisch. Bei der Trocknung entstehende Verformungen können im Herstellungsprozess abgehobelt werden (siehe Bild B6-6).

In Bild B6-5 und Bild B6-6 ist ein weiteres Prinzip bei der Herstellung von BS-Holz zu erkennen. Laut EN 14080 müssen bei BS-Holz die Markröhren generell auf der gleichen Seite liegen. Bei BS-Holz für die NKL 3 hingegen müssen die Oberflächen immer aus rechten Seiten (dem Mark zugewandt) bestehen, weshalb bei den beiden unteren Lamellen eine linke Seite auf eine linke Seite (dem Mark abgewandt) geklebt ist, Bild B6-5 rechts. Das verhindert unter ungünstigen Klimabedingungen Schwindrisse auf der Oberfläche. Auf linken Seiten ist aufgrund der starken tangentialen Schwindung des Holzes die Rissneigung größer. Das Schwindverhalten von Lamellen bzw. von fertigen BS-Holz-Querschnitten und ihre anschließende Verarbeitung ist in Bild B6-6 wiedergegeben.

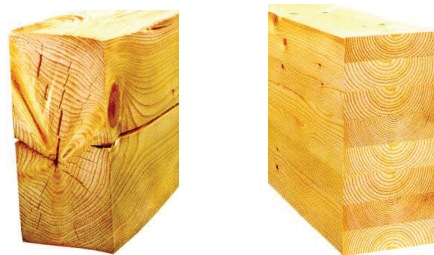


Bild B6-5 Kantholzquerschnitt mit Rissen im Vergleich zu einem BS-Holz-Querschnitt. (Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., 1998)

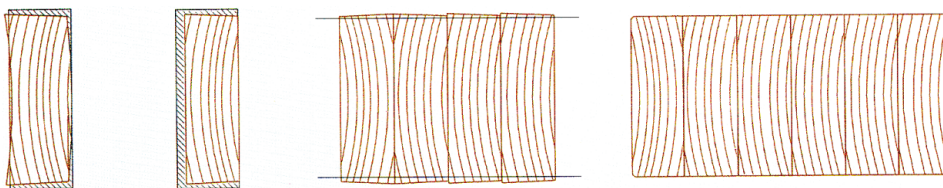


Bild B6-6 V.l.n.r.: Schwindverformung eines Brettquerschnittes nach der Trocknung gegenüber dem sägefrischen Brett. Querschnitt nach Hobelung der großen Seitenflächen gegenüber dem sägefrischen Zustand mit parallelen Flächen zur Verklebung. BS-Holz-Querschnitt nach der Verklebung. BS-Holz-Querschnitt gehobelt und gefast. Außen liegen nur rechte Seiten. (Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., 1998)

Mit steigender Dicke der Einzellamellen von BS-Holz-Bauteilen wird die Gefahr der Rissbildung bei Feuchteänderung größer, außerdem wird das Aufbringen des notwendigen Pressdruckes in der Klebefuge erschwert. Aus diesen Gründen werden in der EN 14080 Grenzmaße für die Querschnitte der Lamellen festgelegt. Brettschichtholz muss aus Lamellen von 6 bis 35 mm Dicke bestehen, bei geraden Bauteilen ohne extreme klimatische Wechselbeanspruchung darf die maximale Dicke auf 45 mm erhöht werden. Für Bauteile in stark wechselnden Klimata werden Brettdicken unter 35 mm empfohlen. Um die durch Feuchteänderung bedingten Spannungen innerhalb der Einzelbretter zu reduzieren, können die Bretter mit einer in Brettlängsrichtung verlaufenden Entlastungsnut versehen werden. Damit wird auch die Neigung zum Schüsseln verringert. Hirnholzenden der Bretter sollten in jedem Fall geschützt werden, da bei stark wechselnden Luftfeuchten die Gefahr des Aufreißens des Brettschichtholzes besteht. Außerdem ist bei Transport, Lagerung und Montage sicherzustellen, dass sich die Feuchte der Bauteile z. B. durch Niederschläge, Bodenfeuchte oder Austrocknung nicht nachteilig verändert. Alle weiteren Anforderungen und Regeln können EN 14080 entnommen werden.

Herstellung

Brettschichtholz kann aus verschiedenen Holzarten hergestellt werden, wobei in Deutschland fast ausschließlich (zu 95%) Fichte eingesetzt wird. Kiefer, Tanne, Lärche, Douglasie und inzwischen auch Buche haben nur geringe Bedeutung. Mit Lärche und Douglasie stehen Hölzer für erhöhte Anforderungen an die Dauerhaftigkeit zur Verfügung. BS-Holz wird in den folgenden Schritten hergestellt:

- Vorsortierung der Bretter,
- Trocknen der Bretter (Lamellen),
- Sortieren der Bretter nach der Festigkeit,
- Keilzinken zur Erzeugung von „Endloslamellen“,
- Kappen der Endloslamellen auf die benötigte Länge,
- Hobeln der Lamellen,
- Klebstoffauftrag,
- Einlegen ins Pressbett und Verpressen,
- Hobeln auf endgültige Bauteilgröße.

Die fachgerechte Herstellung von verklebten tragenden Holzbauteilen erfordert geeignetes Fachpersonal und besondere Werkseinrichtungen. Dazu gehören überdachte klimatisierte Arbeitsräume, eine Anlage zur technischen Holz Trocknung, zuverlässige Messgeräte zur Ermittlung der Holzfeuchte sowie Maschinen zum Bearbeiten der Klebeflächen

(z. B. Hobelmaschinen; zu verklebende Holzoberflächen müssen frisch gehobelt sein), der für Stoßverbindungen vorgesehenen Enden (z. B. Keilzinkenanlagen), Klebstoffauftragsvorrichtungen und Vorrichtungen zum Aufbringen des erforderlichen Pressdruckes (Pressen). Weiterhin muss in Deutschland der „Nachweis zur Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen (Leimgenehmigung)“ (DIN 1052-10) erbracht sein. Das zur Herstellung von BS-Holz verwendete Schnittholz wird gelagert und meist technisch getrocknet. Um spätere Schwindrisse zu vermeiden, sollte die Holzfeuchte zur Verklebung so eingestellt werden, dass sie der späteren mittleren Holzfeuchte im Bauwerk entspricht. Die Holzfeuchte sollte etwas unterhalb der späteren mittleren Holzfeuchte liegen, da Querdrukspannungen beim nachträglichen Quellen weniger schädlich für das BS-Holz sind als Querspannungen beim Schwinden. Bei Einsatz im Innenbereich werden die Bretter vor der Verarbeitung auf eine Holzfeuchte von $10\% \pm 2\%$ getrocknet. Diese liegt im Bereich der Gleichgewichtsfeuchte im eingebauten Zustand, so dass ein schädliches Schwinden im Normalfall nicht mehr auftritt und die Rissbildung minimiert wird. Die bei der konventionellen Schnittholztrocknung nicht vermeidbaren Trocknungsspannungen müssen auf ein Minimum reduziert werden, um die Probleme für die Weiterverarbeitung (z. B. Verziehen und Aufplatzen der Klebefuge) gering zu halten. Danach werden die Bretter visuell oder maschinell sortiert, wobei die maschinelle Sortierung überwiegt. Vor der Sortierung wird das Holz vorgehobelt. In der Qualitätskontrolle werden auch zu trockene oder zu feuchte Bretter aussortiert und einer Nachkonditionierung zugeführt. Bretter für BS-Holz weisen hinsichtlich ihrer mechanischen und optischen Eigenschaften große Streuungen auf. Die Einteilung in (visuelle und maschinelle) Sortierklassen und die Reduzierung von optisch unvorteilhaften natürlichen Holzmerkmalen spielen für die Herstellung von hochwertigen BS-Holz-Trägern eine wesentliche Rolle. Nach der Keilzinkung und Verklebung (wobei bestimmte Umgebungsbedingungen, Temperatur und relative Luftfeuchte, eingehalten werden müssen) besteht der letzte Fertigungsschritt aus der Hobelung und Fasung (Kantenbrechen). Damit hat das BS-Holzbauteil seinen Endquerschnitt erreicht. Zum Schluss erfolgen Schönheitsreparaturen und Abbund.

Überwachung

Besonderes Augenmerk wird auf eine Überwachung der Güte gelegt, die aus einer werkseigenen Produktionskontrolle (Eigenüberwachung) und einer externen Überwachung zur Kontrolle der Eigenüberwachung (Fremdüberwachung) besteht. Die Eigenüberwachung beinhaltet im Wesentlichen die Prüfung der Brettgüte, Keilzinkenfestigkeit und der Klebefugengüte. Weiterhin muss ein Leimbuch geführt werden, das Angaben über Herstellungsdatum und -nummer, Holzart, Festigkeitsklasse, Maße des Bauteils, Holzfeuchte, Uhrzeit des Beginns des Klebstoffauftrages, Uhrzeit des Beginns und des Endes des Pressvorgangs, Pressdruck, Harz und Härter, Klebstoffverbrauch (g/m^2), Kalibrierung des Feuchtemessgerätes sowie der Temperatur und der relativen Luftfeuchte der verschiedenen Werkräume enthalten muss.

Brettschichtholzarten

EN 14080 unterscheidet horizontal laminiertes Brettschichtholz mit einer oder mehreren nebeneinander liegenden Lamellen (Bild B6-7). Alternativ werden mehrere schmale Brettschichtholzbauteile zu einem breiteren Bauteil zusammengeklebt (Blockverklebung).

In tragenden Konstruktionen wirken in BS-Holzträgern vornehmlich Biegespannungen, daher werden die äußeren Randlamellen im Wesentlichen durch Zug- bzw. Druckkräfte beansprucht. Aufgrund dieser Tatsache gibt es verschiedene Aufbauten bezüglich der Sortier-/ Festigkeitsklassen der BS-Holz-Lamellen wie in Bild B6-8 gezeigt. Dabei wird homogenes (z. B. GL24h) und kombiniertes (z. B. GL24c) Brettschichtholz unterschieden. Beim homogenen BS-Holz bestehen alle Lamellen aus Brettern einer Festigkeitsklasse. Beim kombinierten BS-Holz dürfen die mittleren Lamellen aus Brettern einer niedrigeren Festigkeitsklasse als die Randlamellen bestehen. Diese Kombination kann symmetrisch oder unsymmetrisch sein. Die Randlamellen umfassen bei höheren BS-Holzbauteilen mindestens zwei Lamellen, bei kleineren Querschnitten mit höchstens 10 Lamellen mindestens eine Lamelle. Eine Kombination kann aber auch aus verschiedenen Holzarten bestehen. Sie ist für den Einsatz von „schlechterem“ und damit preiswerterem Holz interessant. Die Herstellung von hybridem BS-Holz und auch diejenige von kombiniertem BS-Holz erfordert aber bei der Herstellung einen erhöhten Aufwand, da die Hölzer im Produktionsprozess richtig angeordnet werden müssen. Bei unsymmetrischen Querschnitten muss auch der richtige Einbau auf der Baustelle anhand einer Kennzeichnung gewährleistet werden.

Dies gilt insbesondere für einige Bauteile aus Brettschichtholz, die in Bild B6-9 dargestellt sind. Werden wie beim Dreigelenkrahmen und beim Satteldachbinder die äußeren Lamellen bei der Formgebung angeschnitten, sind kombinierte Aufbauten des BS-Holzes besonders zu betrachten, da die Lamellen der niedrigeren Festigkeitsklasse in den Randbereich „wandern“.

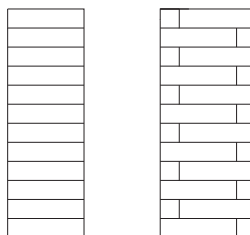


Bild B6-7 Horizontal laminiertes BS-Holz mit einer (links) oder mehreren nebeneinander liegenden (Mitte) Lamellen.

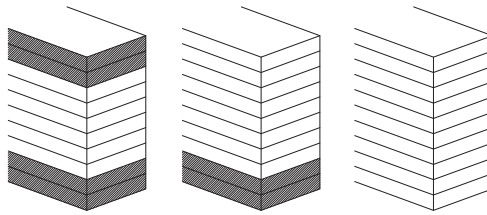


Bild B6-8 V.l.n.r.: Symmetrisch und unsymmetrisch kombiniertes und homogenes Brettschichtholz.

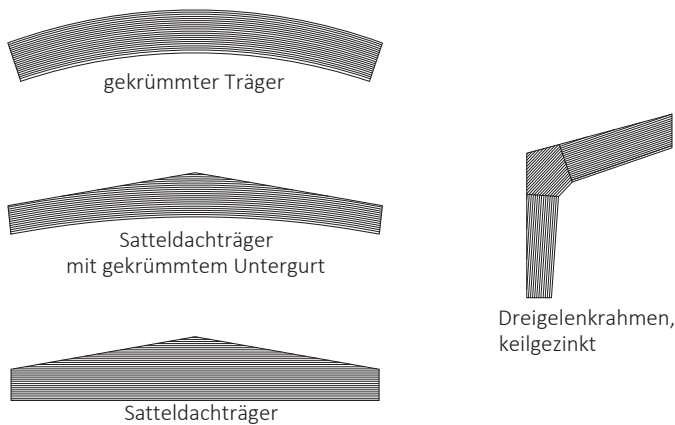


Bild B6-9 Brettschichtholz-Spezialteile, Beispiele.

Festigkeitsbestimmende Einflussparameter

Brettschichtholz wird vorwiegend in biegebeanspruchten Konstruktionen eingesetzt, so dass in diesem Abschnitt das Hauptaugenmerk auf diejenigen Faktoren gerichtet wird, welche die Biegefestigkeit von Brettschichtholzträgern beeinflussen. Die weiteren Festigkeitseigenschaften werden im nächsten Abschnitt besprochen.

Systematische Untersuchungen (Colling, 1990; Frese, 2006) zeigen, dass die Festigkeit von Brettschichtholzträgern sowohl von der Festigkeit der Bretter als auch der Keilzinkenverbindungen bestimmt wird. Wird ein Brettschichtholzträger einer Belastung ausgesetzt, so ist er bestrebt, sich möglichst frühzeitig der Beanspruchung zu entziehen. Der Bruch tritt daher an derjenigen Stelle ein, an der das Verhältnis Beanspruchung durch Festigkeit am höchsten ist. Dies kann sowohl ein Brettabschnitt mit Ästen sein oder aber auch eine Keilzinkenverbindung. Bei Brettschichtholzträgern mit schlechten Keilzinkenverbindungen wird das Versagen in den meisten Fällen durch die Keilzinkenverbindungen ausgelöst, während Brettschichtholzträger mit qualitativ minderwertigen Brettern häufig im Bereich von Ästen zu Bruch gehen. Dies bedeutet, dass zum Erreichen hochwertigen Brettschichtholzes beide Komponenten, Bretter und Keilzinkenverbindungen, berücksich-

tigt werden müssen. Es ergibt keinen Sinn, einseitig nur die Festigkeit einer dieser beiden Komponenten zu erhöhen, weil dann die Tragfähigkeit der Brettschichtholzträger zunehmend von der anderen (schwächeren) Komponente bestimmt wird, und die erzielte einseitige Verbesserung somit nicht genutzt werden kann. Auf der Grundlage der genannten Untersuchungen können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Eine visuelle Holzsortierung mit strengeren Anforderungen an die Ästigkeit der Bretter ist keine geeignete Maßnahme, um die Tragfähigkeit von Brettschichtholzträgern wirkungsvoll zu steigern. Dies kann damit begründet werden, dass eine Verringerung der zulässigen Astgröße ausschließlich zu einer höheren Brettfestigkeit führt, während die Keilzinkenfestigkeit hiervon nicht betroffen ist. Somit wird das Versagen von Brettschichtholzträgern zunehmend von den Keilzinkenverbindungen ausgelöst, so dass die höhere Brettfestigkeit nicht genutzt werden kann.
- Mit Hilfe einer Festigkeitssortierung auf der Grundlage der Rohdichte und/oder des Elastizitätsmoduls des Holzes ist es möglich, sowohl die Festigkeit der Bretter als auch die der Keilzinkenverbindungen zu steuern. Dies führt auch zu deutlich höheren Brettschichtholzfestigkeiten. Die maschinelle Festigkeitssortierung der Bretter ist somit als Schlüssel für hochfestes Brettschichtholz anzusehen.
- Da in den Betrieben verschiedene Keilzinkenprofile zum Einsatz kommen und unterschiedliche Herstellbedingungen herrschen (wie z. B. Alter des Klebstoffes, aufgebrachtter Pressdruck oder Klimabedingungen in den Produktionsräumen) ist eine Güteüberwachung der Keilzinkungen eine unverzichtbare Voraussetzung im Hinblick auf die Gewährleistung ausreichender Festigkeiten. Dies gilt umso mehr, als dass die produktionsabhängigen Faktoren sich gegenseitig beeinflussen und oftmals kaum zu steuern sind.

Hintergründe der CEN-Bestimmungen

In EN 14080 werden Gleichungen zur Berechnung der mechanischen Eigenschaften von homogenem Brettschichtholz in Abhängigkeit von den Brett- und Keilzinkeneigenschaften angegeben. Für einige wichtige Eigenschaften sind die derzeitig gültigen Gleichungen in Tabelle B6-5 angegeben. Die angegebenen Gleichungen gelten hierbei für homogenes Brettschichtholz. Für kombiniertes Brettschichtholz gelten die Gleichungen für die Eigenschaften der verschiedenen Querschnittsteile. Die Gleichungen beziehen sich weiterhin auf Bauteile mit einer Höhe/Breite von 600 mm bei Biegeträgern/Zugstäben, beziehungsweise auf ein Referenzvolumen von $0,01 \text{ m}^3$ bei querzugbeanspruchten Trägern. Wird von diesen Referenzmaßen abgewichen, so ist dies zu berücksichtigen. Man spricht in diesem Fall vom sogenannten Volumeneffekt, der berücksichtigt, dass die Festigkeit eines spröden Materials mit zunehmenden Bauteilabmessungen abnimmt.

Tabelle B6-5 Einige mechanische Eigenschaften von Brettschichtholz.

Eigenschaft	Gleichung nach EN 14080:2013
Biegefestigkeit [N/mm ²]	$f_{m,g,k} = -2,2 + 2,5 \cdot f_{t,0,l,k}^{0,75} + 1,5 \cdot \left(\frac{f_{m,j,k}}{1,4} - f_{t,0,l,k} + 6 \right)^{0,65}$ <p>falls $1,4 \cdot f_{t,0,l,k} \leq f_{m,j,k} \leq 1,4 \cdot f_{t,0,l,k} + 12$</p>
Zugfestigkeit [N/mm ²]	
parallel zur Faserrichtung	$f_{t,0,g,k} = 0,8 \cdot f_{m,g,k}$
rechtwinklig zur Faserrichtung	$f_{t,90,g,k} = 0,5$
Druckfestigkeit [N/mm ²]	
parallel zur Faserrichtung	$f_{c,0,g,k} = f_{m,g,k}$
rechtwinklig zur Faserrichtung	$f_{c,90,g,k} = 2,5$
Schubfestigkeit [N/mm ²]	$f_{v,g,k} = 3,5$
Rollschubfestigkeit [N/mm ²]	$f_{r,g,k} = 1,2$
E-Modul in Faserrichtung [N/mm ²]	$E_{0,g,mean} = 1,05 \cdot E_{t,0,l,mean}$
E-Modul rechtwinklig [N/mm ²]	$E_{90,g,mean} = 300$
G-Modul [N/mm ²]	$G_{g,mean} = 650$
Rollschubmodul [N/mm ²]	$G_{r,g,mean} = 65$
Rohdichte [kg/m ³]	$\rho_{g,k} = 1,1 \cdot \rho_{l,k}$

Die Abhängigkeit der Brettschichtholz-Biegefestigkeit von der Zugfestigkeit der Lamellen und der Biegefestigkeit der Keilzinken wird über eine empirische Beziehung erfasst, die auf der Grundlage von Versuchen und numerischen Untersuchungen ermittelt wurde. Die im Vergleich zur Zugfestigkeit der Lamellen höhere Biegefestigkeit des BS-Holzes kann mit verschiedenen Laminierungseffekten erklärt werden. Die wichtigsten sind nachfolgend erläutert:

- Das Tragverhalten eines Brettes in einem Standard-Zugversuch unterscheidet sich von demjenigen in einem Brettschichtholzträger. Das in EN 408 festgelegte Prüfverfahren zur Bestimmung der Zugfestigkeit sieht eine bestimmte Mindestprüflänge vor und bietet dem Prüfkörper keinerlei seitlichen Halt. Somit können exzentrisch gelegene Äste oder Bereiche mit unsymmetrischer Dichteverteilung seitliche Verformungen und somit auch zusätzliche Biegemomente verursachen, die die Zugfestigkeit der Bretter herabsetzen. In einem Brettschichtholzträger jedoch werden die Bretter durch die verklebten benachbarten Lamellen gehalten, so dass ein Brett in einem Brettschichtholzträger eine scheinbar höhere Zugfestigkeit besitzt als in einem freien Zugversuch.

- Durch das Verkleben der Lamellen besteht für Bereiche mit geringer Steifigkeit die Möglichkeit, Kräfte an die steiferen Nachbarlamellen abzugeben. Hierdurch werden z. B. Brettabschnitte mit Ästen entlastet, was wiederum einer scheinbaren Erhöhung der Zugfestigkeit gleichkommt.

Der Aufbau von Brettschichtholz aus Einzellamellen führt zu einem homogeneren Material mit geringer Streuung der zugehörigen Rohdichte. Daher sind auch die für Brettschichtholz angegebenen charakteristischen Rohdichtewerte größer als die der Einzellamellen.

Festigkeitsklassen

In EN 14080 werden u. a. Festigkeitsklassen für homogenes BS-Holz angegeben (siehe Tabelle B6-6).

Tabelle B6-6 Festigkeitsklassen für homogenes BS-Holz gemäß EN 14080:2013.

N/mm ²	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
$f_{t,90,g,k}$				0,5			
$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
$f_{c,90,g,k}$				2,5			
$f_{v,g,k}$				3,5			
$f_{r,g,k}$				1,2			
$E_{0,g,mean}$	8400	10500	11500	12100	12600	13600	14200
$E_{0,g,05}$	7000	8800	9600	10100	10500	11300	11800
$E_{90,g,mean}$				300			
$E_{90,g,05}$				250			
$G_{g,mean}$				650			
$G_{g,05}$				540			
$G_{r,g,mean}$				65			
$G_{r,g,05}$				54			
kg/m ³							
$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

B6.3 Klebstoffe

Klebstoffe (Leime) für tragende Holzbauteile werden verwendet, um zwei oder mehr Hölzer so miteinander zu verbinden, dass sie sich statisch wie eine Einheit verhalten. Die Aufgabe des Klebstoffes besteht darin, die Fugen zwischen den Hölzern zu füllen und zwischen den Einzelteilen eine Adhäsion herzustellen, die ebenso fest und dauerhaft ist wie die Kohäsion innerhalb der Hölzer. Zusätzlich muss die Klebstoffschicht selbst ausreichende Festigkeit und Dauerhaftigkeit aufweisen, um in der vorgesehenen Nutzungsklasse während der erwarteten Nutzungsdauer der Konstruktion unverändert wirksam zu sein.

Die Bindungskräfte zwischen Klebstoff und Holz sind, wie die Kohäsionskräfte im Holz, elektrische Anziehungskräfte zwischen den Molekülen. Die resultierenden Bindungskräfte sind im Wesentlichen Bindungskräfte zweiter Art, d. h. Wasserstoffbrückenbindungen und Van der Waals-Kräfte. Wahrscheinlich entstehen bei einigen Klebstoffen zum Teil auch Bindungen erster Art (echte chemische Bindungen), wie z. B. Kovalenzkräfte. Um den guten Kontakt sicherzustellen, der für die Herstellung dieser Klebeverbindungen erforderlich ist, muss sich der Klebstoff in einem bestimmten Stadium des Abbindeprozesses in flüssiger Form befinden und die Holzoberflächen müssen frisch gehobelt sein.

Der Abbindeprozess besteht aus zwei Stufen:

- Aufbringen eines flüssigen Klebstoffes, der die Oberflächen der beiden zu verbindenden Teile so benetzt, dass Anziehungskräfte zwischen Klebstoff- und Holz-molekülen über die Grenzflächen hinweg entstehen,
- Übergang des flüssigen Klebstoffes, der die Fugen zwischen den Einzelteilen ausfüllt, in einen Festkörper von ausreichender Festigkeit und Dauerhaftigkeit und unveränderter Wirksamkeit während der Nutzungsdauer der Konstruktion.

Der letztgenannte Vorgang wird als Aushärtung bezeichnet. Er kann auf drei Arten herbeigeführt werden:

- durch einen physikalischen Prozess wie z. B. die Umwandlung einer Lösung oder das Erstarren einer Schmelze (thermoplastische Klebstoffe wie PVAc (Polyvinylacetat) und heiße Schmelzen),
- durch einen chemischen Prozess, bei dem die Klebstoffmoleküle miteinander reagieren und eine polymere Vernetzung bilden (Epoxidharz- und Polyurethan-Klebstoffe),
- durch eine Kombination von Lösungsumwandlung und chemischer Reaktion (Harnstoff-, Melamin-, Phenol- und Resorcinformaldehydharzleime).

Bei Konstruktionsklebstoffen läuft immer eine chemische Reaktion ab. Rein physikalisch aushärtende Kleber sind Thermoplaste, die im Allgemeinen zu stark kriechen, um für konstruktive Zwecke verwendet werden zu können.

Klassifizierung der Klebstoffe

In EN 301 werden die Klebstoffe unterteilt in:

- Klebstofftyp I für den Einsatz bei uneingeschränkter Bewitterung und bei Temperaturen über 50°C,
- Klebstofftyp II für den Einsatz in beheizten und durchlüfteten Gebäuden, bei Schutz gegen Außenbewitterung, bei kurzzeitiger Bewitterung und bei Temperaturen von höchstens 50°C. Klebstoffe des Typs II werden in Deutschland seit 2006 nicht mehr für die BS-Holzherstellung verwendet.

Klebstoffarten

Klebstoffe sind nichtmetallisch. Meist teilt man die Klebstoffe in natürliche und synthetische Klebstoffe ein. Für die Verklebung von Holz werden synthetische Klebstoffe verwendet, die auf duroplastischen Harzen basieren:

- Harnstoff-Formaldehydharze UF,
- Melamin-Harnstoff-Formaldehydharze MUF,
- Melamin-Formaldehydharze MF,
- Phenol-Formaldehydharze PF,
- Resorcin-Formaldehydharze RF,
- Phenol-Resorcin-Formaldehydharze PRF,
- Polyurethane PUR.

Weitere synthetische Klebstoffe verwenden thermoplastische Harze (Polyvinylacetat PVAc – der bekannte Weißleim für den Heimwerker), werden aber nicht zur Verklebung tragender Bauteile verwendet. Für dicklagige konstruktive Verklebungen (z. B. für eingeklebte Gewindestangen) werden auch Epoxidharze (EP) verwendet.

Die Klebstoffe auf Formaldehydbasis härten durch eine Reaktion des Formaldehyds mit dem zugefügten Harz aus. Die dafür benötigten Umgebungsbedingungen wie pH-Gehalt, Temperatur und Aushärtungsdauer hängen von den eingesetzten Harzen bzw. ihrer Kombination ab. Um den Härtingsprozess der UF-, MF- und RF-Klebstoffe in Gang zu setzen, müssen entweder Salze zugefügt oder der pH-Gehalt muss verändert werden. Alkalisch härtende PF-Klebstoffe benötigen hingegen lediglich Wärmezufuhr.

Harnstoff-Formaldehydharze UF

Aufgrund ihrer guten Verarbeitbarkeit, schnellen Aushärtung, Farblosigkeit, ihres niedrigen Preises und Verwendbarkeit bei verschiedenen Holzsorten sind UF-Klebstoffe sehr weit verbreitet. Allerdings sind sie nicht feuchte- und temperaturbeständig. Durch Zusatz des wesentlich teureren Melamins zu MUF-Klebstoffen wird die Feuchtbeständigkeit verbessert.

Melamin-Formaldehydharze MF

MF-Klebstoffe sind im Vergleich zu UF-Klebstoffen sehr viel teurer, erreichen aber eine wesentlich höhere Feuchte- und Temperaturbeständigkeit und dadurch ein besseres Quell- und Schwindverhalten.

Phenol-Formaldehydharze PF

Auch PF-Klebstoffe sind feuchtebeständig und werden vorwiegend als heißhärtende PF-Klebstoffe zur Herstellung von Span- und Faserplatten, OSB und Sperrholz verwendet. Sie besitzen ein gutes Quell- und Schwindverhalten (niedrige Dickenquellung) und geben außerdem wenig Formaldehyd ab. PF-Klebstoffe sind preiswert und gut verfügbar.

Resorcin-Formaldehydharze RF und PRF

Durch die Zugabe von Resorcin wird die Reaktivität des PF-Klebstoffes deutlich erhöht, was zu einer Kaltaushärtung führt; d. h. dem Aushärtungsprozess des Klebstoffes muss keine Wärme zugeführt werden. Sie sind hoch feuchte- und temperaturbeständig, was zusammen mit der Kaltaushärtung dazu führte, dass RF- und PRF-Klebstoffe die klassischen Klebstoffe für den Holzleimbau wurden. Durch die hohen Kosten für Resorcin werden auch hier wie bei den MUF-Klebstoffen meist Kombinationen von Phenol- und Resorcinklebstoffe (PRF) verwendet. Phenol und Resorcin haben eine dunkle Farbe, was für sichtbare Anwendungen nachteilig sein kann.

Alle bisher besprochenen Klebstoffe sind formaldehydhaltig. In den letzten Jahren hat sich ein deutlicher Trend zu PUR-Klebstoffen entwickelt, die formaldehydfrei sind. PUR-Klebstoffe sind meist zweikomponentig; durch die Zugabe von Isocyanat wird die Aushärtung in Gang gesetzt. PUR-Klebstoffe sind oft durch ihren „schaumigen“ Charakter erkennbar. Da die Aushärtung und die Klebqualität in hohem Maße von den Umgebungsbedingungen, Temperatur und Feuchte, sowie vom Holzfeuchtegehalt abhängig sind, sind diese Parameter in EN 386 geregelt. Auch muss die unterschiedliche Aushärtezeit der Klebstoffe (Herstellerangaben) beachtet werden. Dies wird meist in „offener Zeit“ (Zeit zwischen Mischen und Reaktionsbeginn) und „Presszeit“ angegeben.

B6.4 Brettsperrholz

Brettsperrholz (BSP) in all seinen Variationen gehört zu den konstruktiven Holzwerkstoffen. BSP wird im Gegensatz zu Furniersperrholzplatten immer als tragendes Bauteil eingesetzt, weshalb es hier in einem eigenen Kapitel kurz vorgestellt werden soll. Die Vorteile dieses plattenförmigen Werkstoffes BSP gegenüber Vollholz sind die angenäherte Isotropie und geringere Eigenschaftsstreuungen in Plattenebene. Weiterhin sind BSP-Elemente wesentlich formstabiler. Die wirksamen Steifigkeitswerte können mit dem Verfahren der Schubanalogie berechnet werden (siehe Beitrag D7).

Material

BSP besteht aus mehreren kreuzweise miteinander verbundenen Brettlagen. Der Verbund wird meist durch Verklebung erreicht, es werden aber auch Laubholzdübel oder Aluminiumnägel als mechanische Verbindungsmittel eingesetzt. Die einzelnen Lagen sind vollständig (Bild B6-10 links) oder lückenhaft (Bild B6-10 rechts) mit Brettern ausgefüllt. Die meist verwendeten Klebstoffe sind Melaminharze oder Polyurethane (PUR). Die verwendeten Holzarten sind bisher ausschließlich Nadelhölzer. Im weitaus überwiegenden Fall wird BSP aus Fichte hergestellt, jedoch werden inzwischen auch BSP-Platten aus Tanne, Kiefer, Lärche oder Douglasie hergestellt. Die meist zwischen 15 mm und 40 mm dicken Bretter werden vor dem Verkleben technisch getrocknet und nach der Festigkeit sortiert. Die Schmalseiten der Bretter werden meist nicht planmäßig verklebt. Die Größe der produzierten Plattenelemente ist vom Hersteller abhängig. Der Abbund erfolgt in CNC-Anlagen. Auch gebogene Elemente können hergestellt werden.

Durch den lagenweisen Aufbau können sehr unterschiedliche Plattendicken (zwischen etwa 60 mm bis 400 mm) und -aufbauten erreicht werden. BSP ist in der Regel symmetrisch aufgebaut, lückenhaft ausgefülltes BSP kann auch unsymmetrische Querschnitte aufweisen (Bild B6-10 rechts). Es werden zahlreiche Aufbauten hergestellt, ihre jeweiligen Eigenschaften sind bestimmten Verwendungsbereichen angepasst.



Bild B6-10 BSP. Vollständig mit Brettern ausgefüllt (links), teilweise lückenhaft ausgefüllt (rechts, Foto: Lignotrend Produktions GmbH).

Beanspruchungsarten von Brettsperrholz:

- Plattenbeanspruchung: Biegung rechtwinklig zur Plattenebene und parallel oder rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen,
- Scheibenbeanspruchung: Biegung / Druck / Zug in Plattenebene und parallel oder rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen.

Da der Elastizitätsmodul von Holz quer zur Faserrichtung nur etwa 3% des Wertes in Faserrichtung beträgt, wird die Steifigkeit eines Elementes jeweils von den Lagen bestimmt, deren Faserrichtung parallel zur Belastungsrichtung verläuft. Durch unterschiedliche Dicken der einzelnen Lagen bzw. unterschiedlichen Lagenaufbau (bspw. zwei Längslagen und erst dann wieder eine Querlage) können die elasto-mechanischen Eigenschaften auch bei Platten gleicher Gesamtdicke sehr unterschiedlich sein. Ein weiterer wichtiger Aspekt ist der Rollschub (rolling shear), da die Rollschubsteifigkeit und -festigkeit sehr niedrig sind. Wenn infolge von Querlasten ein Biegemoment rechtwinklig zur Plattenebene wirkt, tritt auch Schub in Plattenebene auf und somit Rollschub in den Lagen quer zur Belastungsrichtung. In Bild B6-11 und Bild B6-12 sind die Biegespannungsverteilung und die dazugehörige Schubspannungsverteilung schematisch dargestellt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass eine große Vielzahl an Abmessungen, Plattenaufbauten und Materialien verfügbar ist. Die Produktnorm für BSP ist die EN 16351 „Holzbauwerke – Brettsperrholz – Anforderungen“ (zur Zeit Entwurf); die einzelnen Produzenten besitzen aber auch allgemeine bauaufsichtliche oder europäische technische Zulassungen, in denen die Anforderungen an die Produktion und die Materialeigenschaften angegeben werden. Oft werden in den Zulassungen auch charakteristische Werte (insbesondere wirksame Biegesteifigkeiten, Biege- und Rollschubfestigkeiten) geregelt.

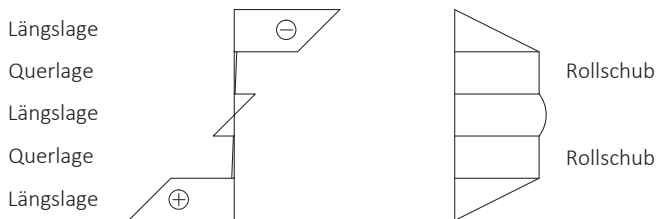


Bild B6-11 Biegespannungsverteilung (links) und Schubspannungsverteilung (rechts) einer 5-lagigen Massivholzplatte bei Beanspruchung rechtwinklig zur Plattenebene und parallel zur Faserrichtung der Decklagen.

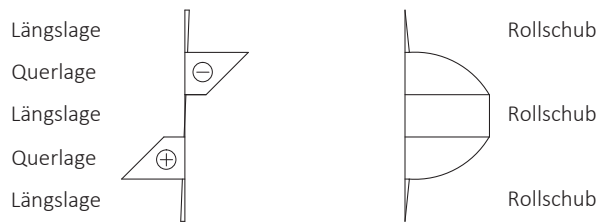


Bild B6-12 Biegespannungsverteilung (links) und Schubspannungsverteilung (rechts) einer 5-lagigen Massivholzplatte bei Beanspruchung rechtwinklig zur Plattenebene und rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen.

Konstruktive Ausführung

Die BSP-Bauweise ist schnell, einfach und auch bauphysikalisch vorteilhaft. Die BSP-Elemente werden in der Produktionshalle auf Maß abgebunden, oft werden auch die Wärmedämmung und Fenster gleich eingebracht, danach werden die fertigen Elemente auf die Baustelle transportiert und zusammengesetzt. BSP-Elemente werden sowohl als Wand- als auch als Deckenelemente eingesetzt. Die verwendeten Verbindungsmittel sind oft selbstbohrende Holzschrauben und Nägel. In Bild B6-13 bis Bild B6-15 sind typische Gebäude und Verbindungen dargestellt.



Bild B6-13 Baufortschritt eines BSP-Gebäudes; nach 2, 4 und 6 Tagen. (Rasom S.r.l., Pozza di Fassa)



Bild B6-14 Links: Detail Eckverbindung mit Holzschrauben. Rechts: Detail Decken-Wand-Verbindung.

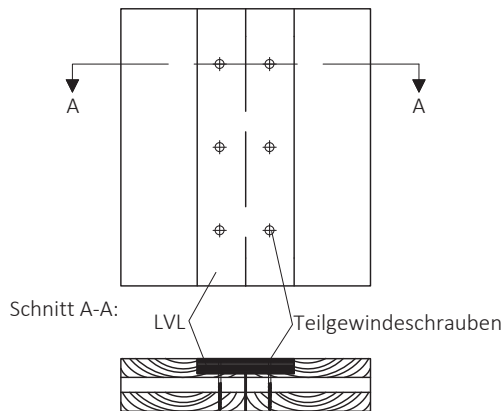


Bild B6-15 Mögliche Verbindung zwischen zwei Wandscheiben.

B6.5 Holzwerkstoffplatten

Holzwerkstoffe werden durch Zerlegen des Holzes und anschließendes Zusammensetzen, meistens mit Hilfe geeigneter Klebstoffe, hergestellt. Zerlegt wird der Ausgangsstoff Holz in Schnittholz, Furniere, Späne, Holzwolle oder Fasern. Rohstoffe für Holzwerkstoffe sind Rundholz, Resthölzer (z. B. aus der Sägeindustrie wie Hackschnitzel und Sägespäne) und evtl. Recyclinghölzer. Ein Überblick über die verschiedenen Arten des Zerlegens und Zusammenfügens zur Herstellung der Holzwerkstoffe Bild B6-16 zu entnehmen. Die wichtigsten Holzwerkstoffarten sind Sperrhölzer, Spanplatten und Faserplatten. Die Vorteile dieser plattenförmigen Werkstoffe gegenüber Vollholz sind die angenäherte Isotropie in Plattenebene und geringere Eigenschaftsstreuungen. Zahlreiche Plattenarten werden aus unterschiedlichen Bestandteilen nach unterschiedlichen Aufbauprinzipien hergestellt, ihre jeweiligen Eigenschaften sind bestimmten Verwendungsbereichen angepasst. Produkte, die allein durch Vergütung des Vollholzes erzeugt werden, sind keine Holzwerkstoffe. Vergütungsmaßnahmen sind z. B. Dämpfen, Trocknen, Imprägnieren oder Verdichten.

Generell sind plattenförmige Holzwerkstoffe entweder kunstharzgebunden oder mineralisch gebunden. Die wichtigsten werden in den folgenden Kapiteln eingeführt. Es wird hier nicht auf die Einteilung der Platten in eine Gebrauchsklasse (siehe Beitrag B4) eingegangen, auch weil die dazugehörige Normung noch nicht eindeutig ist. Die übergreifende Norm für alle Holzwerkstoffe ist EN 13986, weitere Festlegungen für die einzelnen Holzwerkstoffe finden sich in den einzelnen Produktnormen, auf die in EN 13986 verwiesen wird.

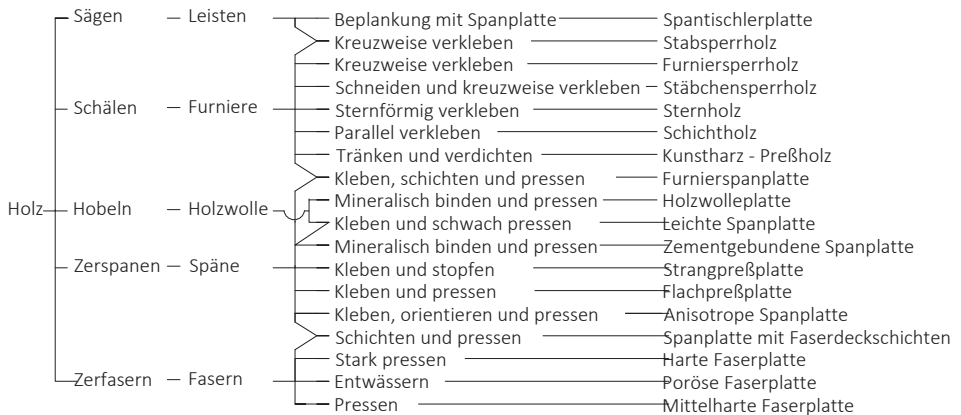


Bild B6-16 Schematischer Überblick über verschiedene Holzwerkstoffe und deren Herstellung.

Mehrschichtige Massivholzplatten, kunstharzgebunden (Solid Wood Panels SWP)

Die Platten bestehen aus drei oder fünf miteinander verklebten Brett- oder Furnierlagen aus Nadel-schnittholz, wobei die Holzfasern der benachbarten Lagen unter einem Winkel von 90° zueinander verlaufen. Ein Beispiel zeigt Bild B6-17. Zur Verklebung werden modifizierte Melaminharze und Phenolharze verwendet. Durch unterschiedliche Dicken der einzelnen Lagen können die elasto-mechanischen Eigenschaften auch bei Platten gleicher Gesamtdicke deutlich unterschiedlich sein. Die mehrschichtigen Massivholzplatten sind Brettsperrholzplatten, wurden also eigentlich schon vorgestellt. Da sie jedoch aus dünnen Brett- oder Furnierlagen bestehen, nicht als eigenständige Platten- oder Scheibenelemente eingesetzt werden und als tragend lediglich im Sinne einer aussteifenden Scheibe betrachtet werden (wie auch andere plattenförmige Holzwerkstoffe im Holztafelbau), sind sie hier kurz erwähnt. Mehrschichtige Massivholzplatten werden meist im Möbelbau verwendet. Mehrschichtige Massivholzplatten sind in nicht tragend (Kürzel NS non structural – SWP/1 NS) und tragend (Kürzel S structural – SWP/3 S) unterteilt und sind in EN 13986 und in EN 13353 geregelt. Die technische Klasse SWP/1 ist in der NKL 1 einsetzbar, SWP/2 in NKL 1 und 2 und SWP/3 in NKL 1, 2 und 3.



Bild B6-17 Dreischichtige Massivholzplatte.

Furnierwerkstoffe, kunstharzgebunden

Sperrholz (Plywood)

Sperrholz besteht aus mindestens drei miteinander verklebten Lagen, die meist rechtwinklig zueinander verlaufen, um in Plattenebene eine Absperrwirkung (Dimensionsstabilität) zu erzielen (Beispiel siehe Bild B6-18). Die Mittellagen können aus Furnieren (Furniersperrholz), Holzstäben (Stabsperrholz) oder Holzstäbchen (Stäbchensperrholz) bestehen. Die Decklagen bestehen bei allen drei Typen aus Furnieren. Furniere sind meist durch Schälern hergestellte dünne Holzblätter. Geschälte Furniere liefern Bänder von 0,5 bis 6,0 mm Dicke und einer Breite, die von der Länge des geschälten Stammabschnittes bestimmt wird. Sie werden für die Herstellung großformatiger Platten eingesetzt. Die im Holzbau verwendeten technischen Furniere werden durch Rundschälern (Bild B6-19) hergestellt. Hierfür muss das verwendete Holz weich und möglichst wenig rissanfällig sein. Dies wird durch Dämpfen oder Heißwasserlagerung der zuvor abgelängten Rundhölzer erreicht. Die vom Dämpfen noch warmen Stämme gelangen in eine Zentrierstation, die mechanisch oder optisch die Stammform abtastet, um die beste Lage der Spindeln der Schälmaschine für eine hohe Ausbeute zu bestimmen. Messerträger samt Druckleiste rücken automatisch je Stammumdrehung um Furnierdicke vor, wobei sich der Anstellwinkel des Messers der Kontur des Stammes (= Schälblock) anpasst. Die Restrollen werden als Rohstoff in der Spanplattenindustrie verwendet. Nach dem Schälern kommen die Furniere als mehr oder weniger regelmäßige Bahn mit vielen schadhafte Stellen an den Rändern, mit Löchern und anderen Defekten auf die Transportbahn. Dort werden die Furniere gescannt, in der Kappvorrichtung werden die Fehlstellen ausgekappt, und anschließend werden Furnierblätter gleicher Breite geschnitten. Die durch das Dämpfen hohe Holzfeuchte wird in Trocknern auf 6 bis 12% verringert. Danach wird Klebstoff auf die Furniere aufgetragen, diese zu Platten zusammengelegt und heiß gepresst. Danach werden die Platten klimatisiert bzw. konditioniert, damit sie abkühlen und eine gleichmäßige Feuchteverteilung über die Plattendicke erreicht wird. Im letzten Arbeitsschritt werden die Platten besäumt oder auf Fixmaße zugeschnitten und geschliffen. Für einige Anwendungen, z. B. Schalttafeln, kann sich ein Beschichten anschließen. Die Herstellung ist Bild B6-20 schematisch wiedergegeben.



Bild B6-18 Sperrholz mit unterschiedlich dicken Längs- und Quernurnieren.

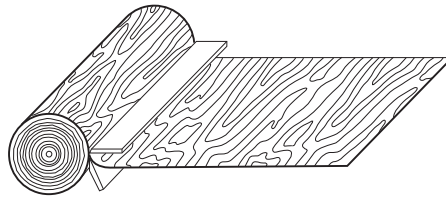


Bild B6-19 Rundschalen (schematische Darstellung). (STEP 1995 Beitrag A10)

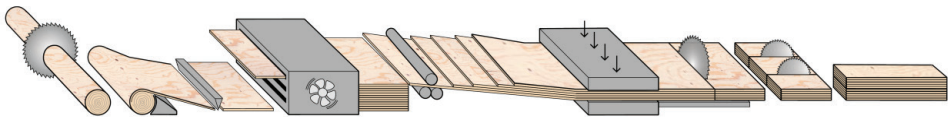


Bild B6-20 Herstellungsschema für Furnierwerkstoffe. (Metsäwood, Broschüre „Ich bin Kerto“, Stand 2014)

Tabelle B6-7 Technische Sperrholzklassen und Einsetzbarkeit.

Technische Klasse	Einsatz in Nutzungsklasse
Trocken	1
Feucht	1, 2
Außen	1, 2, 3

Furniersperrholz entsteht durch kreuzweises Anordnen und Verkleben der Furniere. Die Furniere müssen symmetrisch zur Mittelebene angeordnet sein. Als Klebstoffe werden Harnstoffharze (nur Klasse „Trocken“), alkalisch härtende Phenolharze, Phenol-Resorcinharze und Resorcinharze verwendet. Durch Änderung von Zahl, Dicke und Anordnung der Einzellagen ergeben sich zahlreiche Möglichkeiten des Plattenaufbaus. Damit lassen sich die Platteneigenschaften gezielt verändern. Auch die Furnierholzart ist von entscheidender Bedeutung für die Sperrholzeigenschaften. Sperrhölzer dürfen aus verschiedenen Holzarten aufgebaut sein, wenn die Symmetrie gewahrt bleibt. Furniersperrholz wird hauptsächlich als mitttragende und aussteifende Beplankung bei Wänden, Decken und Dächern aus Holz verwendet. Da der Elastizitätsmodul von Holz quer zur Faserrichtung nur etwa 3% des Wertes in Faserrichtung beträgt, wird die Steifigkeit einer Furniersperrholzplatte wie diejenige einer Brettsperrholzplatte jeweils von den Lagen bestimmt, deren Faserrichtung parallel zur Belastungsrichtung verläuft. Deshalb ist bei Furniersperrholz zwischen den beiden Hauptachsen parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung der Deckfurniere zu unterscheiden.

Furniersperrholz ist in EN 13986 und in der Produktnorm EN 636 geregelt und ist neben den technischen Klassen (Tabelle B6-7) auch in Biegefestigkeits- und Biege-Elastizitätsmodul-Klassen eingeteilt. Die technischen Klassen legen die Einsatzmöglichkeiten abhängig vom Umgebungsklima fest. Die weitere Klassifizierung der Sperrholzplatten ist abhängig von den minimal geforderten Werten pro Plattenlänge bzw. Plattenbreite für die Biegefestigkeit, Buchstabe „F“, bzw. den Biege-E-Modul, Buchstabe „E“, siehe Tabelle B6-8. So muss eine Sperrholzplatte der Klasse F 10/20 E 30/40 einen Mindestwert für die Biegefestigkeit in Plattenlänge von $f_{m,0} = 15 \text{ N/mm}^2$, in Plattenbreite von $f_{m,90} = 30 \text{ N/mm}^2$ haben und einen Mindestwert für den Biege-E-Modul in Plattenlänge von $E_{m,0} = 2700 \text{ N/mm}^2$ und in Plattenbreite von $E_{m,90} = 3600 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle B6-8 Biegefestigkeits- und Biege-Elastizitätsmodul-Klassen für Sperrholz, EN 636:2012.

Biegefestigkeit in N/mm^2		Biege-Elastizitätsmodul in N/mm^2		
	Klasse	Mindestwert		
$f_{m,0}$ $f_{m,90}$	F 3	5	E 5	450
	F 5	8	E 10	900
	F 10	15	E 15	1350
	F 15	23	E 20	1800
	F 20	30	E 25	2250
	F 25	38	E 30	2700
	F 30	45	E 35	3150
	F 35	52	E 40	3600
	F 40	60	E 50	4500
	F 50	75	E 60	5400
	F 60	90	E 70	6300
	F 70	105	E 80	7200
	F 80	120	E 90	8100
			E 100	9000
			E 120	10800
			E 140	12600

Furnierschichtholz (Laminated Veneer Lumber LVL)

Furnierschichtholz wird aus Schäl furnieren aus Nadel- oder Laubholz hergestellt. Zur Verklebung wird Phenolharz verwendet. Der Faserverlauf der Furniere ist entweder generell parallel zur Längsrichtung des Furnierschichtholzes oder zum größten Teil parallel und zum kleinen Teil (bis etwa 25%) rechtwinklig zur Längsrichtung des Furnierschichtholzes (Beispiel siehe Bild B6-21). Die Furniere einer Lage werden im Allgemeinen durch eine Schäftung oder eine Überlappung miteinander verbunden. Furnierschichtholz ist in den Produktnormen EN 14279 und EN 14374 geregelt. Furnierschichtholz wird entweder

als mittragende und aussteifende Beplankung oder wie BS-Holz als stabförmiges Bauteil verwendet. Klassifiziert werden nach EN 14279 drei technische Klassen:

- LVL/1 zur Verwendung im Trockenbereich (NKL 1)
- LVL/2 zur Verwendung im Feuchtbereich (NKL 2)
- LVL/3 zur Verwendung im Außenbereich (NKL 3)

Durch die Schälrisse in den Furnieren lässt sich das Furnierschichtholz über den ganzen Querschnitt imprägnieren, so dass es nach einer solchen Imprägnierung auch bei ungünstigen Klimabedingungen verwendet werden kann. Die für eine Bemessung notwendigen Festigkeitswerte werden nach den in EN 14374 angegebenen Verfahren ermittelt und in der CE-Kennzeichnung der einzelnen Produkte aufgeführt. Obwohl die Grundidee von LVL eine höhere Homogenität des Holzwerkstoffes im Vergleich zu Vollholz ist, so weist es in der Regel trotzdem unterschiedliche Rohdichten über die Plattendicke auf, siehe Bild B6-22. Dies ist oft produktionsbedingt (durch Pressdruck und Hitze), kann aber auch, vor allem bei den Holzwerkstoffen OSB-Platten und Spanplatten, erwünscht sein, um die Platteneigenschaften zu beeinflussen.



Bild B6-21 Furnierschichtholz aus Buchenfurnieren.

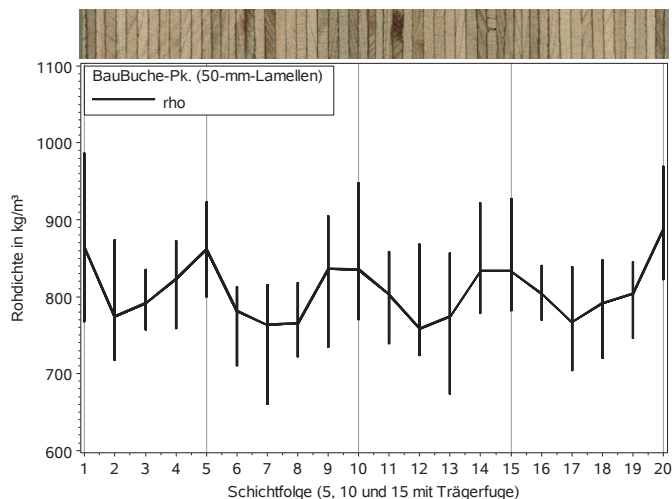


Bild B6-22 Rohdichteprofil von BS-Holz aus Buchen-LVL. Schaubild zeigt die Minimal-, Maximal- und Mittelwerte aus 10 Messungen an BS-Holz aus 4 Furnierschichtholzlagen mit jeweils 5 Furnierlagen.

Furnierstreifenholz (Parallel Strand Lumber PSL)

PSL (Parallel Strand Lumber, siehe Bild B6-23) ist eine spezielle Entwicklung, die ursprünglich zur Verwendung von Abfallfurnieren aus der Sperrholzfertigung geplant war. Für PSL werden Schäl furniere aus Douglasie oder Southern Yellow Pine von etwa 3 mm Dicke verwendet. Die Furnierblätter werden in Streifen von bis zu 2,50 m Länge und einer Breite von rund 23 mm geschnitten. Danach werden die „strands“ bewachst, in Längsrichtung orientiert, einer Durchlaufpresse zugeführt und quasi endlose Balken produziert. In einer abschließenden Qualitätskontrolle werden die Balken visuell und gewichtsmäßig vor der Auslieferung überprüft. Furnierstreifenholz ist nicht in Produktnormen geregelt und bedarf in Deutschland einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. PSL (Handelsbezeichnung Parallam) zeichnet sich durch hohe Festigkeitswerte, größere Steifigkeit und Maßhaltigkeit aus. Hauptanwendungsgebiete für PSL sind Balken, Tragwerksteile, Pfetten, Stützen und Fachwerkträger.



Bild B6-23 Parallel Strand Lumber, PSL.

Holzspanwerkstoffe, kunstharzgebunden

Spanstreifenholz (Laminated Strand Lumber LSL)

LSL ist ein sogenanntes Spanstreifenholz, das unter verschiedenen Handelsbezeichnungen (u. a. Intrallam) vertrieben wird, Beispiel siehe Bild B6-24. LSL ist in Deutschland allgemein bauaufsichtlich zugelassen. LSL besteht aus miteinander verklebten Pappel- oder Espen-Spanstreifen mit Abmessungen von ca. 0,8 mm x 25 mm x 300 mm. Das Rohholz wird vor dem Zerspanen entrindet. Zu kurze Späne werden aussortiert. Aufgrund der relativ hohen Verdichtung und der Art des Klebstoffs werden hohe Festigkeiten erreicht. Durch Veränderung des Abstandes der Streumaschine zur Mattenoberfläche können unterschiedliche Festigkeitsklassen hergestellt werden. Bei größerem Abstand orientiert sich beim Streuvorgang ein höherer Anteil der Spanstreifen in Plattenquerrichtung, bei kleinerem Abstand werden die Spanstreifen eher parallel zueinander ausgerichtet.



Bild B6-24 Laminated Strand Lumber, LSL.

OSB-Platten (Oriented Strand Board)

OSB-Flachpressplatten sind aus großflächigen, vorzugsweise parallel zur Plattenoberfläche liegenden Langspänen („strands“, im Mittel ca. 0,6 mm dick, 75 mm lang und 35 mm breit) aufgebaute Platten, siehe Bild B6-25. Die Längsspäne können ein- oder mehrschichtig gestreut werden. Mehrschichtige Platten erhalten zusätzliche Variationsmöglichkeiten hinsichtlich Spangröße in den einzelnen Schichten, dem Grad der Orientierung, den Schichtdicken, den verwendeten Klebstoffen und deren Anteil. Die Späne verlaufen vorzugsweise in den Deckschichten parallel und in der Mittelschicht zufällig oder quer zur Fertigungsrichtung. Dadurch weisen die OSB-Platten in Längs- und Querrichtung unterschiedliche Eigenschaften auf. Die Biegefestigkeit in der Längsrichtung der Platte liegt deutlich höher als in der Querrichtung. Außerdem ist die Rohdichte der OSB-Platten in der Regel über die Plattendicke veränderlich (analog LVL, Bild B6-22). OSB-Platten sind in EN 13986 und in der Produktnorm EN 300 geregelt, die vier technische Klassen enthält:

- OSB/1 Platten für allgemeine Zwecke und für Inneneinrichtung (einschließlich Möbel) zur Verwendung im Trockenbereich (NKL 1)
- OSB/2 Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Trockenbereich (NKL 1)
- OSB/3 Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Feuchtbereich (NKL 2)
- OSB/4 Hochbelastbare Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Feuchtbereich (NKL 2)



Bild B6-25 Oriented Strand Board, OSB.

Spanplatten (Particleboard)

Spanplatten entstehen durch Streuen relativ kleiner, mit Klebstoff besprühter Holzspäne auf eine ebene Unterlage und anschließendes Verpressen, Beispiel in Bild B6-26. Die gepressten Platten werden gewogen, Fehlstellen werden durch ein Ultraschallgerät gefunden und aussortiert, und zuletzt wird die Dicke gemessen. Dann gelangen die Platten in die Endfertigung. Hier werden sie konditioniert, besäumt, sortiert, gekennzeichnet, geschliffen und gelagert. Spanplatten sind in EN 13986 und in der Produktnorm EN 312 geregelt. Die technischen Klassen und ihre Einsetzbarkeit sind in Tabelle B6-9 angegeben, wobei die technischen Klassen für nichttragende Verwendung (P1, P2, P3) nicht genannt sind.



Bild B6-26 Spanplatte.

Tabelle B6-9 Technische Spanplattenklassen und Einsetzbarkeit für tragende Zwecke.

Technische Klasse	Nutzungsklasse	Einsatz
P4	1	normale Verwendung
P6	1	hochbelastbar
P5	1, 2	normale Verwendung
P7	1, 2	hochbelastbar

Beim Streuen orientieren sich die Späne vorzugsweise parallel zur Plattenebene. Spanplatten besitzen deshalb günstige Zug- und Druckfestigkeiten in Plattenebene. Sie werden in der Regel mehrschichtig oder mit stetigem Übergang in der Struktur ausgebildet. Infolge des lockeren Spanverbandes in der Mittelschicht haben sie eine geringe Zugfestigkeit rechtwinklig zur Plattenebene. Durch eine besondere Plattenstruktur mit ausgeprägtem Rohdichteprofil und Rohdichtemaxima in den Deckschichten und dem damit verbundenen Beplankungseffekt werden die Biegeeigenschaften verbessert. Die Platten werden hauptsächlich als mittragende und aussteifende Beplankung bei Wänden, Decken und Dächern verwendet.

Holzfaserverwerkstoffe, kunstharzgebunden (Wood Fibreboard)

Klassifizierung von Holzfaserverplatten

Faserplatten sind flächenisotrope (quasi-isotrope) Holzwerkstoffe, d. h. ihre Eigenschaften in der Plattenebene sind unabhängig von der Richtung. Sie bestehen aus einzelnen Fasern bzw. Faserbündeln mit abhängig vom Herstellungsverfahren mehr oder minder großen Anteilen an Chemikalien und Klebstoffen. Im Nassverfahren hergestellten Faserplatten werden keine oder nur geringe Klebstoffmengen zugesetzt. Hier wirken hauptsächlich natürliche Faserbindungen. Dagegen enthalten nach dem Trockenverfahren hergestellte Platten größere Klebstoffmengen, um die in den Produktnormen festgelegten Eigenschaften zu erreichen. Faserplatten sind in EN 13986 und den Produktnormen EN 316 und EN 622 geregelt.

Die Kennzeichnung von Faserplatten ist relativ unübersichtlich, daher werden hier alle relevanten Tabellen aus EN 316 gezeigt. Die erste wichtige Unterteilung ist diejenige nach dem Herstellungsverfahren:

- Nassverfahren: Faserplatte mit Feuchtegehalt von mehr als 20% im Stadium der Plattenformung,
- Trockenverfahren: Faserplatte mit Feuchtegehalt von weniger als 20% im Stadium der Plattenformung.

Die nach dem Nassverfahren hergestellten Platten werden weiterhin nach ihrer Rohdichte unterschieden:

- Harte Platten HB: Dichte $> 900 \text{ kg/m}^3$, Bild B6-27 rechts
- Mittelharte Platten geringer Dichte MBL: 400 kg/m^3 bis $< 560 \text{ kg/m}^3$
- Mittelharte Platten hoher Dichte MBH: 560 kg/m^3 bis $< 900 \text{ kg/m}^3$
- Poröse Platten SB: Dichte $> 230 \text{ kg/m}^3$ bis $< 400 \text{ kg/m}^3$, Bild B6-27 links

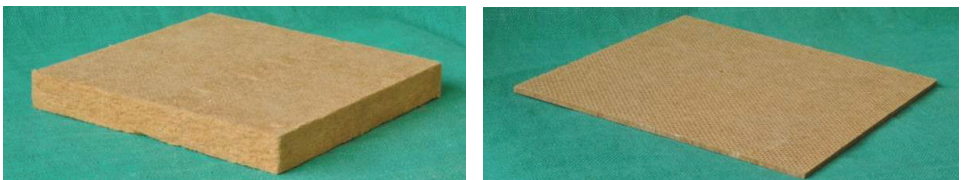


Bild B6-27 Links: Weichfaserplatte, rechts: Hartfaserplatte.

Die nach dem Trockenverfahren hergestellten mittelharten Faserplatten werden mit „MDF“ (mitteldichte Faserplatten, Medium Density Fibreboard) abgekürzt. In EN 622-2 sind die speziellen technischen Klassen erläutert. Die weitere Klassifizierung erfolgt je nach Anwendungsbedingungen und Verwendungszweck, Tabelle B6-10.

Tabelle B6-10 Klassifizierung von Faserplatten.

Anwendungsbedingungen, Verwendungszweck, Belastbarkeit	Kurzzeichen
<u>Anwendungsbedingungen</u>	
Trockenbereich	kein Kurzzeichen
Feuchtbereich	H
Außenbereich	E
<u>Verwendungszwecke</u>	
allgemeine Verwendung	Kein Kurzzeichen
tragende Verwendung	L
Für alle Kategorien der Lasteinwirkungsdauer	A
Nur für Momentan- und Kurzzeitbelastung	S
<u>Belastbarkeit</u>	
tragend	1
hochbelastbar	2

Beispiele:

MDF.HLS = nach dem Trockenverfahren hergestellte mittelharte Faserplatte zur tragenden Verwendung im Feuchtbereich, nur für Momentan- und Kurzzeitbelastung

HB.HLA2 = hochbelastbare harte Platte zur tragenden Verwendung im Feuchtbereich, für alle Kategorien der Lasteinwirkungsdauer

Mineralisch gebundene Holzwerkstoffe

Bis auf die Holzwolle-Leichtbauplatte können alle mineralisch gebundenen Platten als Beplankung im Holztafelbau verwendet werden. Ihr genereller Einsatz ist der Trockenbau und vor allem der Brandschutz.

Zementgebundene Spanplatte (Cement-bonded particleboard)

Die zementgebundene Spanplatte, Bild B6-28, besteht aus chemisch behandelten Holzspänen der Holzarten Fichte und Tanne, die als Bewehrung dienen, und einem hydraulisch abbindenden Zement. Die Platten sind in EN 13986 und in der Produktnorm EN 634 geregelt. Es gibt zwei technische Klassen für zementgebundene Spanplatten, die sich nur durch die Anforderung an den Mindest-Biege-E-Modul unterscheiden:

- Technische Klasse 1: 4500 N/mm²
- Technische Klasse 2: 4000 N/mm²



Bild B6-28 Zementgebundene Spanplatte.

Gipsgebundene Spanplatte

Gipsgebundene Spanplatten bestehen aus Gips und Holzspänen aus Fichte oder Espe, die als Bewehrung dienen.

Gipsfaserplatte

Gipsfaserplatten (Bild B6-29) bestehen aus Gips und Papierfasern, die in einem Recyclingverfahren gewonnen werden und als Bewehrung dienen.



Bild B6-29 Gipsfaserplatte.

Gipskartonplatte

Gipskartonplatten (Bild B6-30) bestehen aus einem Gipskern, der mit einem festhaftenden, dem Verwendungszweck entsprechenden Karton ummantelt ist. Der kartonummantelte Gipskern kann porig sein und Zusätze zur Erzielung bestimmter Eigenschaften enthalten. Wesentliche Platteneigenschaften resultieren aus der Verbundwirkung von Gipskern und Kartonummantlung, wobei der Karton als Bewehrung der Zugzone wirkt und in Verbindung mit dem Gipskern den Gipsplatten die erforderliche Festigkeit und Biegesteifigkeit verleiht.

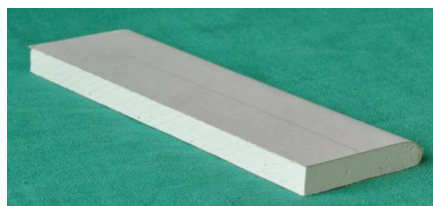


Bild B6-30 Gipskartonplatte.

Holzwole-Leichtbauplatte (HWL)

Holzwole-Leichtbauplatten sind Leichtbauplatten aus Holzwole und mineralischen Bindemitteln (Zement oder Magnesit). Sie werden für den Wärmeschutz, Schallschutz und Brandschutz im Bauwesen verwendet.

B6.6 Literatur

P. Glos, F. Colling, A. Ranta-Maunus, G. Steck, D.R. Griffiths, E. Raknes, Originalbeiträge A7 – A12, STEP 1995.

Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V. (1998). Argumente für BS-Holz. Informationsblatt zum Brettschichtholz des Informationsdienstes Holz, Düsseldorf.

Colling F. (1990). Tragfähigkeit von Biegeträgern aus Brettschichtholz in Abhängigkeit von den festigkeitsrelevanten Einflußgrößen. Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe, Folge 4, Heft 22, 205 S.

Frese M. (2006). Die Biegefestigkeit von Brettschichtholz aus Buche. Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Laminierungseffekt. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH).

C

Grundlagen der Bemessung

C1 Sicherheitskonzept

Originalbeitrag: H.J. Larsen

Die für alle Baustoffe gültigen Prinzipien der Eurocodes für die Sicherheit und die Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken werden erläutert. Außerdem werden besondere Regeln für Holzbauwerke angegeben, die z. B. wegen der Einflüsse der Lasteinwirkungsdauer und Holzfeuchte sowie der Streuungen der Baustoffeigenschaften notwendig sind. Nach den Anforderungen in gewöhnlichen Bemessungssituationen werden auch die besonderen Anforderungen in Bezug auf außergewöhnliche Bemessungssituationen behandelt.

C1.1 Rechenmodelle

Bevor die eigentlichen Berechnungen für ein Tragwerk durchgeführt werden, ist es notwendig, die Wirkungsweise einer Konstruktion zu untersuchen und ein geeignetes Rechenmodell festzulegen. Beim Abstrahieren einer Konstruktion in ein für eine Berechnung geeignetes mechanisches Modell gibt es meist eine Vielzahl möglicher Lösungen. Der Tragwerksplaner kann sich zwischen einer einfachen Lösung, die aber oft auf der sicheren Seite liegt und die Berechnungen vereinfacht, und einer komplizierteren Lösung entscheiden, die das tatsächliche Verhalten der Konstruktion besser beschreibt, aber eine höhere Wahrscheinlichkeit von Fehlern und des Übersehens möglicher Versagensmechanismen einschließt. Bei der Wahl des mechanischen Modells muss auch die erwartete Ausführungsqualität der Konstruktion berücksichtigt werden. Besonders Tragwerke, bei denen sich die Beanspruchung schon bei kleinen geometrischen Abweichungen beträchtlich verändern kann, müssen so hergestellt werden, wie in der Berechnung angenommen wurde. Bei diesen Konstruktionen ist der Einfluss spannungsloser Vorverformungen sowie von Verformungen während des Belastens zu berücksichtigen.

In Verbindungen sind oftmals größere Kontaktflächen notwendig, die lokale Ausmitten zur Folge haben können, die wiederum zumindest örtlich den Kraftverlauf beträchtlich beeinflussen können. Oft kann das mechanische Modell auch frei gewählt werden, solange kein Widerspruch in den Annahmen besteht. Bild C1-1 zeigt ein Beispiel: eine mögliche Annahme für die Traufverbindung ist, dass die Last in der Scherfuge übertragen wird. In diesem Fall werden Sparren und Zugband sowie die jeweiligen Verbindungen mit den Laschen ausmittig, bei Punkt A z. B. mit dem Moment $F \cdot e_A$ beansprucht. Eine andere Möglichkeit besteht in der Annahme einer mittigen Belastung des Sparrens, wobei dann das Zugband sowie die Verbindung Zugband-Lasche für das Moment $F \cdot (e_A + e_B)$ bemessen werden.

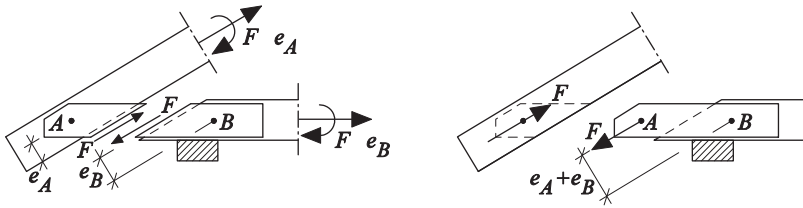


Bild C1-1 Traufverbindung. (STEP 1995 Beitrag A2)

C1.2 Normen auf der Grundlage von Grenzzuständen

Die Eurocodes sind Normen auf der Grundlage von Grenzzuständen. Dies bedeutet, dass die Anforderungen in Bezug auf konstruktive Zuverlässigkeit an deutlich definierte Grenzzustände gebunden sind. Grenzzustände sind Zustände, bei deren Überschreiten das Tragwerk die angenommenen Entwurfsanforderungen nicht länger erfüllt. Im System der Eurocodes werden lediglich zwei Grenzzustände berücksichtigt: der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Grenzzustände der Tragfähigkeit sind diejenigen Zustände, die im Zusammenhang mit dem Einsturz oder mit anderen Formen des Tragwerksversagens die Sicherheit von Menschen gefährden können. Dies kann z. B. der Verlust des Gleichgewichts eines Tragwerkes oder eines seiner Teile sein; Versagen kann durch übermäßige Verformung, durch Bruch oder Verlust der Stabilität eines Tragwerksteils eingeleitet werden.

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit umfassen Verformungen und Durchbiegungen, die das Erscheinungsbild oder die planmäßige Nutzung eines Tragwerks beeinträchtigen, Schwingungen, die Unbehagen bei Menschen oder Schäden am Bauwerk oder seiner Einrichtung verursachen oder die die Funktionsfähigkeit des Bauwerks einschränken sowie Schäden (u. a. Risse), die die Dauerhaftigkeit des Tragwerks nachteilig beeinflussen.

C1.3 Bemessung nach der Methode mit Teilsicherheitsbeiwerten

Die Bemessung von Tragwerken in den Eurocodes geschieht auf der Grundlage der Methode mit Teilsicherheitsbeiwerten. Die wichtigsten Parameter sind die Einwirkungen F , die Baustoffeigenschaften X und die geometrischen Größen a ¹.

¹ Die Lastauswirkung E ist eine Funktion der Einwirkungen F und der geometrischen Größen a : $E = (F, a)$
Der Widerstand R ist eine Funktion der Baustoffeigenschaften X und der geometrischen Größen a : $R = (X, a)$

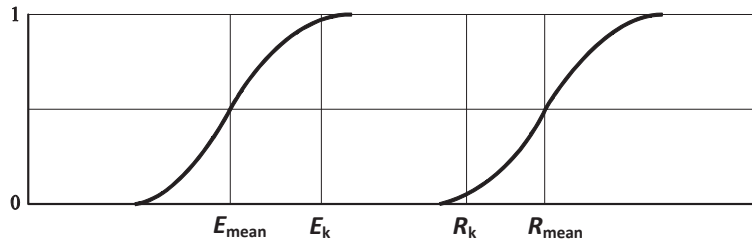


Bild C1-2 Idealisierte statistische Verteilungen für Lastauswirkung E und Widerstand R .
(STEP 1995 Beitrag A2)

Üblicherweise sind diese Größen Zufallsvariablen mit Verteilungsfunktionen, wie sie in Bild C1-2 für die Auswirkung der Einwirkung E und den entsprechenden Widerstand R dargestellt sind: z. B. Biegespannungen und Biegefestigkeit oder die Normalkraft in einer mittig belasteten Stütze und ihre Knicklast. Die entsprechenden Verteilungen weisen Mittelwerte E_{mean} und R_{mean} auf, wobei die charakteristischen Werte E_k und R_k als Quantile der Verteilung festgelegt sind. Für die charakteristischen Werte der Auswirkungen von Einwirkungen E_k ist dies üblicherweise ein oberer Quantilwert (z. B. 98%-Quantil), allerdings kann in manchen Fällen auch ein unterer Wert angebracht sein, z. B. beim Nachweis des Abhebens. Für den charakteristischen Wert des Widerstands R_k wird in der Regel ein unterer Quantilwert (z. B. 5%-Quantil) oder der Mittelwert verwendet. In Ausnahmefällen, z. B. wenn sichergestellt sein soll, dass eine Verbindung früher als das angeschlossene Bauteil versagt, kann auch ein oberer Quantilwert notwendig sein. Ziel der Bemessung ist eine geringe Versagenswahrscheinlichkeit, d. h. dass mit nur geringer Wahrscheinlichkeit die Lastauswirkung E größer ist als der Bauteilwiderstand R . Die Versagenswahrscheinlichkeit ist in Bild C1-3 illustrativ dargestellt; sie entspricht dem Überlappungsbereich der Häufigkeitskurven. Bei der Methode mit Teilsicherheitsbeiwerten wird eine geringe Versagenswahrscheinlichkeit erreicht, indem Bemessungswerte verwendet werden (Index „d“ = „design“), die für Einwirkungen durch das Vervielfachen der charakteristischen Werte (Index „k“ = „characteristic“) mit Teilsicherheitsbeiwerten und für den Widerstand durch das Teilen der charakteristischen Werte durch Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt werden, siehe Bild C1-4.

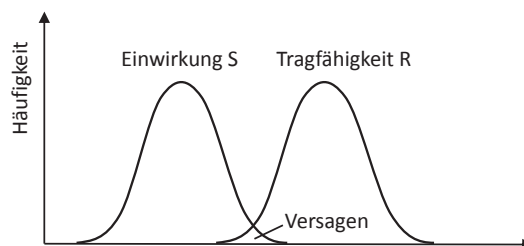


Bild C1-3 Häufigkeitsverteilungen für Einwirkung S und Tragfähigkeit R .

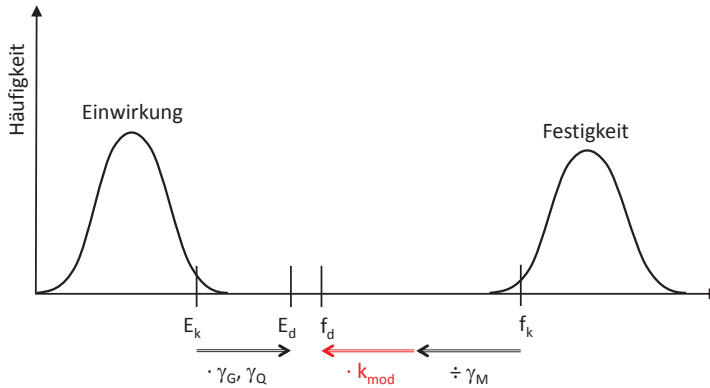


Bild C1-4 Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit durch Teilsicherheitsbeiwerte und k_{mod} .

In sämtlichen maßgebenden Bemessungssituationen muss sichergestellt sein, dass die Grenzzustände nicht erreicht werden, wenn die Bemessungswerte der Einwirkungen, Baustoffeigenschaften und geometrischen Größen im Rechenmodell verwendet werden. Im Besonderen muss sichergestellt sein, dass

- in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit die Bemessungswerte der Lastauswirkungen die Bemessungswerte der Bauteilwiderstände nicht überschreiten und
- in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit die Bemessungswerte der Lastauswirkungen die maßgebenden Grenzwerte nicht überschreiten.

In symbolischer Form (für Grenzzustände der Tragfähigkeit dem Bruchzustand entsprechend) muss nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq R_d \quad (\text{C1-1})$$

Bei Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit ist nachzuweisen, dass

$$E_d \leq C_d \quad (\text{C1-2})$$

Hierin bedeuten

E_d Bemessungswert der Lastauswirkung wie z. B. Normalkraft, Biegemoment

R_d Bemessungswert des Bauteilwiderstandes

C_d Bemessungswert der Grenze für das maßgebende Gebrauchstauglichkeitskriterium wie z. B. ein Grenzwert der Durchbiegung

C1.4 Einwirkungen

Repräsentative und charakteristische Werte

In diesem Abschnitt werden Einwirkungen lediglich soweit behandelt, wie sie zur Beschreibung der Sicherheitsgrundsätze notwendig sind. Beitrag C2 enthält eine detaillierte Beschreibung der Einwirkungen. In gewöhnlichen Bemessungssituationen wird zwischen ständigen Einwirkungen G und veränderlichen Einwirkungen Q unterschieden. Es gibt direkte Einwirkungen (z. B. äußere Lasten) und indirekte Einwirkungen (z. B. Zwängungen aus Baugrundsetzungen). Einwirkungen bzw. Teile von Einwirkungen können entweder ortsfest oder ortsveränderlich sein. Ortsveränderliche Einwirkungen können einen zwischen festgelegten Grenzen beliebigen Wert an jeder beliebigen Stelle des Tragwerks annehmen. Die veränderlichen Einwirkungen werden weiterhin in ‚Leiteinwirkung (dominierende veränderliche Einwirkung)‘ und ‚Begleiteinwirkung (weitere veränderliche Einwirkung)‘ unterteilt.

Baustoffeigenschaften

Die Baustoffeigenschaften entsprechen im Holzbau entweder dem Mittelwert oder dem 5%-Quantil und werden auf der Grundlage von genormten Versuchen unter einheitlichen Prüfbedingungen bestimmt: Die Versuchsdauer beträgt fünf Minuten bei einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte von 65%. Die Mittelwerte werden beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit verwendet, während beim Nachweis der Tragfähigkeit die 5%-Quantile der Baustoffeigenschaften (Rohdichte, Festigkeit, das 5%-Quantil der Steifigkeit hingegen wird nur beim Knick- und Kippnachweis berücksichtigt) herangezogen werden.

Geometrische Größen

Die charakteristischen Werte der geometrischen Größen, wie z. B. Spannweite, Querschnittsabmessungen oder spannungslose Vorkrümmung, entsprechen in der Regel den in der Bemessung festgelegten Sollwerten.

Bemessungswerte

Die Bemessungswerte der Einwirkungen können beim Nachweis der verschiedenen Grenzzustände unterschiedliche Werte annehmen. Zunächst werden die verschiedenen Lastfälle festgelegt, d. h. miteinander vereinbare Lastanordnungen bzw. Verformungen und Imperfektionen. Eine Lastanordnung beschreibt die Lage, Größe und Richtung einer Einwirkung. Danach werden die Einwirkungen entsprechend dem folgenden symbolischen Ausdruck zusammengestellt; hier die Grundkombination für Lastfallkombinationen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{C1-3})$$

Die γ -Werte sind Teilsicherheitsbeiwerte für die entsprechende Einwirkung, die den Einfluss möglicher ungünstiger Abweichungen der Einwirkungen, möglicher Ungenauigkeiten beim Ansatz von Einwirkungen sowie von Unsicherheiten beim Bestimmen der aus den Einwirkungen resultierenden Auswirkungen berücksichtigen. Einige Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise bei Versagen durch Erreichen der Tragfähigkeit des Baustoffes für Einwirkungen sind in Tabelle C1-1 angegeben (andere Teilsicherheitsbeiwerte gelten beispielsweise, falls die Festigkeit des Baugrundes für das Versagen maßgebend ist).

Tabelle C1-1 Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Tragfähigkeit im Hochbau, EC 0 2010.

Versagen durch Erreichen der Tragfähigkeit des Baustoffes		
ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,sup}$	1,35
günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,inf}$	1,00
ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50

Der erste Term in Gleichung (C1-3) drückt den Bemessungswert der ständigen Einwirkung $G_d = \gamma_G \cdot G_k$ aus, der zweite Term ist der Bemessungswert $Q_{d,1} = \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$ der Leiteinwirkung. Der dritte Term $Q_{d,i} = \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ ist der Bemessungswert der Kombinationswerte der Begleiteinwirkungen. Der Kombinationsbeiwert ψ_0 berücksichtigt, dass z. B. ein gleichzeitiges Auftreten der maximalen Schneelast und der maximalen Windlast nicht wahrscheinlich ist, wodurch der niedrigere Wert mit ψ_0 reduziert werden darf. In Tabelle C1-2 sind Beispiele für ψ -Werte angegeben. Eine vollständige Übersicht ist in EC 0 und im NA zu EC 0 enthalten.

Tabelle C1-2 Einige Kombinationsbeiwerte im Hochbau, NA zu EC 0 2010.

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten	0,7 - 1,0	0,5 - 0,9	0,3 - 0,8
Schneelasten unter 1000 m ü. NN	0,5	0,2	0,0
Windlasten	0,6	0,2	0,0

Die in Gleichung (C1-3) angegebene Kombination für ständige Lasten ist nicht gültig für außergewöhnliche Lasten oder Erdbebenlasten. Die Kombinationsregel für Bemessungssituationen bei Erdbeben lautet:

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (C1-4)$$

mit A_{Ed} dem Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung.

Für solche Einwirkungskombinationen werden keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt und die Kombinationsbeiwerte werden ebenfalls niedriger ($\psi_0 \rightarrow \psi_2$). Auch für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{C1-5})$$

Schließlich werden die Lastauswirkungen E , z. B. Schnittgrößen, Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen, aus den Bemessungswerten der Einwirkungen F (also G_d , Q_d , etc.), den geometrischen Größen a und gegebenenfalls den Baustoffeigenschaften X bestimmt:

$$E_d = E(F_{1,d}, F_{2,d}, \dots, a_{1,d}, a_{2,d}, \dots, X_{1,d}, X_{2,d}, \dots) \quad (\text{C1-6})$$

C1.5 Beanspruchbarkeit

Der Bemessungswert X_d einer Baustoffeigenschaft mit dem charakteristischen Wert X_k ist im Holzbau wie folgt definiert:

$$X_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (\text{C1-7})$$

Hierin bedeuten

- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaft, siehe Tabelle C1-3
 k_{mod} Modifikationsbeiwert, der die Auswirkungen der Lasteinwirkungsdauer und des Feuchtegehalts auf die Festigkeitseigenschaften berücksichtigt. Beispiele für k_{mod} sind in Tabelle C1-4 angegeben.

Tabelle C1-3 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften, EC 5 NA, 2013.

Grenzzustände der Tragfähigkeit:

- | | |
|--|------|
| - Holz und Holzwerkstoffe, Stahl in Verbindungen | 1,3 |
| - Nagelplatten | 1,25 |

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

1,0

Der Beiwert k_{mod} ist abhängig von der Nutzungsklasse des Tragwerks (NKL) sowie der Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED). Es wird zwischen drei NKL 1, 2 und 3 unterschieden. Die mittlere Ausgleichsfeuchte in den meisten Nadelholzarten darf 12% in NKL 1 (innen) und 20% in NKL 2 nicht überschreiten. Für NKL 3 (außen) ist kein Grenzwert für die Holzfeuchte festgelegt. Die fünf verschiedenen KLED werden durch die Wirkungsdauer der charakteristischen Last unterschieden (siehe Tabelle C1-4). Der Beiwert k_{mod} berücksichtigt also die Auswirkung von verschiedenen Holzfeuchten und Lasteinwirkungsdauern auf die mechanischen Eigenschaften von Holz und Holzwerkstoffen (siehe auch Beitrag B2).

Im Allgemeinen wird ein mechanisches Modell verwendet, das den Zusammenhang zwischen dem Bauteilwiderstand R und den Festigkeitswerten f , den Steifigkeitswerten E (= Baustoffeigenschaften X) und den geometrischen Größen a beschreibt. In ein solches Modell werden die entsprechenden Bemessungswerte zur Bestimmung des Bemessungswerts des Bauteilwiderstandes eingesetzt:

$$R_d = R(f_{1,d}, f_{2,d}, \dots, E_{1,d}, E_{2,d}, \dots, a_{1,d}, a_{2,d}, \dots) \quad (\text{C1-8})$$

Tabelle C1-4 Klassen der Lasteinwirkungsdauer und Beiwerte k_{mod} für Vollholz und Brettschichtholz.

KLED	Dauer	Beispiele für Lasten	k_{mod} für NKL	
			1 und 2	3
ständig	länger als 10 Jahre	Eigenlasten	0,60	0,50
lang	6 Monate bis 10 Jahre	Nutzlasten in Lagern	0,70	0,55
mittel	1 Woche bis 6 Monate	Verkehrslasten	0,80	0,65
kurz	kürzer als eine Woche	Schnee und Wind	0,90	0,70
sehr kurz		Fahrzeuganprall	1,10	0,90

Der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d kann auch direkt aus dem auf der Grundlage von Versuchen bestimmten charakteristischen Wert R_k bestimmt werden:

$$R_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (\text{C1-9})$$

Wird in einem Tragwerk der Bauteilwiderstand durch unterschiedliche Baustoffe, z. B. Holz, Stahl und Holzwerkstoffe, bestimmt, kann die richtige Wahl des Beiwertes k_{mod} schwierig sein. Die Wahl des jeweils niedrigsten Wertes der verwendeten Baustoffe ist jedoch immer konservativ.

Die Bemessungswerte der geometrischen Größen entsprechen im Allgemeinen den charakteristischen Werten, d. h. den in der Bemessung festgelegten Sollwerten. In manchen Fällen werden die geometrischen Größen festgelegt durch (z. B. wenn Abweichungen vom Sollwert durch Vorverkrümmungen berücksichtigt werden müssen → Berechnungen nach Theorie 2. Ordnung):

$$a_d = a_k + \Delta a \quad (\text{C1-10})$$

Die Werte von Δa werden in den entsprechenden Abschnitten von EC 5 angegeben, z. B. in EC 5 Abschnitt 5.4.4 für ebene Rahmen und Bögen.

C1.6 Literatur

H.J. Larsen, Originalbeitrag A2, STEP 1995.

C2 Einwirkungen auf Tragwerke

Originalbeitrag: P. Racher

Bei der Planung eines Gebäudes wird der Tragwerksplaner zuerst das Tragsystem entwerfen. Dieser Entwurf hängt von der Art des Bauwerks und dem verwendeten Baustoff ab. Danach beginnt die Bemessung mit der Bestimmung der Einwirkungen auf die gewählte Konstruktion. Dabei sind direkte Einwirkungen durch äußere Kräfte ebenso zu berücksichtigen wie indirekte Einwirkungen durch Zwängungen (z. B. Setzungen eines Auflagers oder Veränderungen der Abmessungen infolge Feuchte- oder Temperaturänderungen).

Unabhängig vom Baustoff erfordert die Bemessung die Ermittlung der Einwirkungen, die während der geplanten Nutzungsdauer der Konstruktion auftreten können. Diese Einwirkungen hängen von der Form, von der Art der Konstruktion und der Art der Errichtung der Konstruktion ab. Dabei müssen die Art der Einwirkungen oder die Folgen einer Einwirkung, die entweder statisch oder dynamisch sein können, beachtet werden, um die Konstruktionen zutreffend berechnen zu können. So ist z. B. eine quasi-statische Annahme in den folgenden Fällen möglicherweise nicht zutreffend:

- Decken, die durch Menschen oder Maschinen zu Schwingungen angeregt werden.
- Weiche, plattenähnliche Konstruktionen wie Fahrbahnen von Hängebrücken, die unter einer kritischen Windgeschwindigkeit flattern können.
- Konstruktionen, die durch Beschleunigungen infolge Erdbebenbeanspruchung belastet werden.

In diesen Fällen sollte eine dynamische Analyse durchgeführt werden, um die Einwirkungen aus dem Kraft-Zeitverlauf unter Berücksichtigung der Steifigkeit, der Masse und des Dämpfungsverhaltens der Konstruktionsteile zu ermitteln. Der Resonanzanteil der Einwirkungen ist jedoch bei den meisten Tragwerken gering. Daher wird die statische Berechnung häufig unter Anwendung eines äquivalenten, dynamischen Vergrößerungsfaktors (Schwingungsbeiwert) für den statischen Wert der Einwirkung durchgeführt.

Dieser Beitrag behandelt daher die direkten Einwirkungen und ihre Kombinationen lediglich für statische Berechnungen. Diese Berechnungen müssen auch die Nationalen Anwendungsdokumente und die aktuellen Vorschriften der Länder, in denen das Bauwerk errichtet werden soll, berücksichtigen.

C2.1 Allgemeine Konzepte

Klasseneinteilung der Tragwerke

Die Eurocodes für die Bemessung (EC 2 bis EC 9) beruhen hauptsächlich auf einer Anpassung an bewährte, traditionelle Bemessungsmethoden. Trotzdem sollen die Kriterien erwähnt werden, auf welche sich das Zuverlässigkeitskonzept des EC 0 bezieht. Die geforderte Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit ist abhängig von der Nutzungsdauer und der Bemessungssituation der Tragwerke unter Berücksichtigung der Gefährdung von Menschen und wirtschaftlicher Verluste (C.E.B., 1980).

Die in Tabelle C2-1 angegebene geplante Nutzungsdauer umschreibt denjenigen Zeitraum, innerhalb dessen ein Tragwerk für seinen vorhergesehenen Zweck genutzt werden soll, ohne dass eine wesentliche Instandhaltung (außerhalb vorgesehener Instandhaltungsmaßnahmen) erforderlich ist. Die Bemessungssituationen beziehen sich auf Ereignisse, die während der Nutzungsdauer der Konstruktion auftreten können. Daher werden die Einwirkungen für die maßgebenden Bemessungsfälle, die wie folgt klassifiziert sind, ermittelt:

- ständige Situationen, die den normalen Nutzungsbedingungen entsprechen.
- vorübergehende Situationen, die temporären Bedingungen entsprechen wie z. B. während der Errichtung.
- außergewöhnliche Situationen, die außergewöhnlichen Bedingungen entsprechen wie Feuer oder Anprall.
- Erdbebeneinwirkung.

Tabelle C2-1 Klassifizierung der Nutzungsdauer.

Klasse der Nutzungsdauer	Geplante Nutzungsdauer (in Jahren)	Beispiele
1	10	Tragwerke mit befristeter Standzeit
2	10-25	Austauschbare Tragwerksteile, z. B. Kranträger, Lager
3	15-30	Landwirtschaftlich genutzte und ähnliche Tragwerke
4	50	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
5	100	Monumentale Gebäude, Brücken und andere Ingenieurbauwerke

Einteilung der Einwirkungen

Neben den oben aufgeführten Einteilungen sind die Einwirkungen nach ihrer Veränderlichkeit im Raum und in der Zeit zu unterscheiden. Für eine gewöhnliche Bemessung werden die Einwirkungen oder Einwirkungseffekte wie folgt definiert:

- ständige Einwirkungen (G), z. B. Eigengewicht des Tragwerkes,
- veränderliche Einwirkungen (Q), z. B. Nutzlasten, Schnee- und Windlasten.

Außergewöhnliche Einwirkungen (A) und Einwirkungen aus Erdbeben (A_E) werden in diesem Beitrag nicht behandelt (Brand siehe Beitrag G1, Erdbeben siehe Beiträge G2 und G3).

Die ständigen Einwirkungen verändern sich mit der Zeit in ihrer Größe kaum, außer bei Veränderungen der Konstruktion (siehe Bild C2-1). Bei veränderlichen Einwirkungen können die Veränderungen als diskreter Prozess (z. B. Schnee oder Wind) oder als Prozess aus einem ständig wirkendem Anteil Q_L und einem nur kurzzeitig wirkenden Anteil Q_T (z. B. Verkehrslasten) modelliert werden (Hendrickson et. al, 1987, Rackwitz, 1976).

Bei Holz, dessen Festigkeit deutlicher von der Zeit abhängt als bei anderen Baustoffen, muss die zeitliche Veränderung der Einwirkungen besonders beachtet und die Belastungsdauer muss berücksichtigt werden. Daher muss der Tragwerksplaner die veränderlichen Einwirkungen in die angegebenen Klassen der Lasteinwirkungsdauer einordnen (siehe auch Tabelle C1-4).

Im Hinblick auf ihre Veränderlichkeit im Raum sind Einwirkungen entweder als ortsfest oder frei zu betrachten. Freie Einwirkungen können über das Tragwerk oder Teile davon beliebig räumlich verteilt sein. In diesem Fall muss die Bemessung mit den ungünstigsten Lastanordnungen der freien Einwirkungen durchgeführt werden.

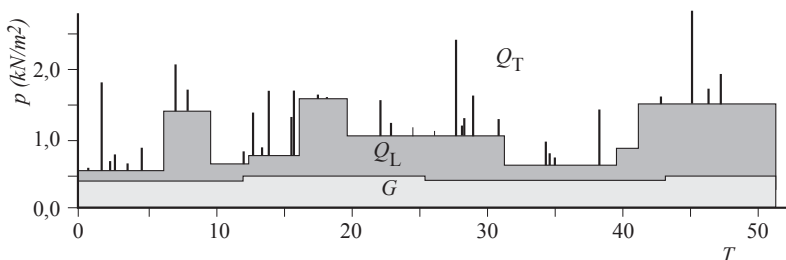


Bild C2-1 Zeitliche Veränderung der Einwirkungen auf eine Decke. (STEP 1995 Beitrag A3)

Repräsentative Werte der Einwirkungen

Die Grundwerte der Einwirkungen sind die charakteristischen Werte, die mit G_k oder Q_k bezeichnet werden. In der Regel entsprechen die ständigen Einwirkungen G_k den nominalen Werten. Reagiert das Bauwerk empfindlich auf Veränderungen von G oder ist der Variationskoeffizient (COV, COV ist definiert als Standardabweichung geteilt durch Mittelwert) von G größer als 10%, sollten zwei charakteristische Werte, ein unterer Wert $G_{k,inf}$ und ein oberer Wert $G_{k,sup}$ verwendet werden, die dem 5%-Quantil bzw. dem 95%-Quantil entsprechen. Unter der Annahme einer Gauss'schen Verteilung von G ergeben sich diese Werte zu:

$$G_{k,inf} = G_{mean} \cdot (1 - 1,645 \cdot COV) \quad G_{k,sup} = G_{mean} \cdot (1 + 1,645 \cdot COV) \quad (C2-1)$$

Die charakteristischen veränderlichen Einwirkungen Q_k entsprechen einer gegebenen Wiederkehr von N Jahren, entsprechend der Überschreitungswahrscheinlichkeit von $p_N = 1/N$ pro Jahr. Nach EC 0 sind die Einwirkungen Q_k für $N = 50$ Jahre oder $p_{50} = 0,02$ definiert, was einem 98%-Überschreitungskoeffizienten entspricht.

Zusätzlich muss der Tragwerksplaner andere repräsentative Werte für die veränderlichen Einwirkungen berücksichtigen:

- den Kombinationswert ($\psi_0 \cdot Q_k$), der in zwei Prozent der Zeit überschritten wird,
- den häufigen Wert ($\psi_1 \cdot Q_k$), der in fünf Prozent der Zeit überschritten wird,
- den quasi-ständigen² Wert ($\psi_2 \cdot Q_k$), der einen über die Zeit gemittelten Wert darstellt.

In der Praxis sind die Werte G_k , Q_k , ($\psi_0 \cdot Q_k$) und ($\psi_1 \cdot Q_k$) für die Überprüfung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind diese Werte nur für die Berechnung der Kurzzeitverformungen relevant. Die Langzeiteffekte (z. B. Kriechen) sind unter Berücksichtigung der Werte G_k und ($\psi_2 \cdot Q_k$) auf der Lastseite und dem Verformungsfaktor k_{def} auf der Materialseite zu ermitteln.

² Die Bezeichnung "quasi-ständiger Wert" ist im ersten Moment verwirrend, da ψ_2 für außergewöhnliche Bemessungssituationen oder Erdbebeneinwirkungen verwendet wird, die jedoch beide selten auftreten. Die Bezeichnung bezieht sich allerdings darauf, dass bei selten auftretenden Bemessungssituationen Mittelwerte (= quasi-ständige Werte) der veränderlichen Lasten berücksichtigt werden, die niedriger sind als ihre Quantilwerte (ψ_0 entspricht dem 98%-Quantil, ψ_1 entspricht dem 95%-Quantil).

C2.2 Ständige Einwirkungen

Die ständigen Einwirkungen setzen sich aus dem Eigengewicht der Konstruktionsteile und dem Gewicht aller Komponenten, die von den Bauteilen ständig aufzunehmen sind, z. B. Trennwände, Isolierungen, Verkleidungen und Putze, zusammen. Die Ermittlung der ständigen Einwirkungen erfordert Kenntnisse über die Konstruktionsformen und die Konstruktionsbaustoffe. Die ständigen Einwirkungen werden aus den Sollmaßen der Bauteile und der mittleren Wichte der verwendeten Baustoffe berechnet. Sind diese nicht z. B. im EC 1 aufgeführt, sollte der Tragwerksplaner die Wichte nach Herstellerangaben verwenden. Um die Berechnungen zu vereinfachen, dürfen die Eigengewichte der Aussteifungen und leichten Trennwände als gleichmäßig verteilte Lasten angesetzt werden. Eine angemessene Abschätzung kann durch Bezug auf ähnliche Konstruktionsteile erhalten werden. Das Eigengewicht von Decken (Holzbalken mit Belag) oder Dächern (Schalung, Sparren und Pfetten) liegt in der Regel zwischen $0,25$ und $0,45 \text{ kN/m}^2$.

C2.3 Verkehrslasten

Verkehrslasten in Gebäuden hängen von der Nutzung ab. Sie entsprechen den Lasten, die sich selbst bewegen (z. B. Personen, Fahrzeuge) und den beweglichen Lasten (z. B. Möbel, leichte Trennwände, Lagergüter). Die belasteten Flächen werden nach ihrer vorgesehenen Nutzung unterschieden. In gewöhnlichen Gebäuden sind drei Klassen zu betrachten:

- Wohn-, Büro- und Verkaufsräume,
- Dächer und
- Lager- und Produktionsräume.

Für Lager- und Produktionsräume wird eine Bemessung mit den bei der tatsächlichen Nutzung der Gebäude auftretenden Verkehrslasten durchgeführt (Kategorie E). In den anderen Fällen berücksichtigen die Verkehrslasten die Dichte und die Art des Publikumsverkehrs, indem die erste Klasse in vier Kategorien A bis D unterteilt wird (Tabelle C2-2). Dächer werden eingeteilt in nicht zugänglich außer für Wartung und Reparatur (Kategorie H), oder in zugänglich (Kategorien I und K). Die Kategorien F und G gelten für Verkehrs- und Parkflächen in Gebäuden. Im NA zum EC 1 sind darüber hinaus noch die Kategorien T für Treppen und Z für Zugänge und Balkone definiert. Nach dieser Klassifizierung wird die Bemessung von Decken und Dächern mit einer gleichmäßig verteilten Last q_k oder einer Einzellast Q_k durchgeführt. Die Einzellast Q_k wirkt auf einer quadratischen Fläche mit 50 mm Seitenlänge an der ungünstigsten Stelle.

Tabelle C2-2 Nutzungskategorien.

Kategorie	Nutzungsmerkmal	Beispiele
A	Wohnfläche	Wohnungen, Hotelzimmer
B	Büroflächen	Klassenzimmer, Behandlungsräume in Krankenhäusern
C	Versammlung	Versammlungssäle, Theater, Speisesäle
D	Verkaufsflächen	Warenhäuser

Gemäß den Klassen der Lasteinwirkungsdauer nach EC 5 wird für die Verkehrslast q_k der Kategorien A bis D in der Regel eine mittlere Lasteinwirkungsdauer angenommen. Diese Belastung wird für Kategorie E als lang und für die Kategorie H als kurz eingestuft. Die Einzellast Q_k entspricht der Klasse kurz. Neben den vertikalen Belastungen aus der Schwerkraft sind auch horizontale Verkehrslasten auf Trennwände und Brüstungen anzusetzen. Dies sind z. B. kurzzeitig wirkende Lasten in Höhe des Handlaufs (0,8 bis 1,2 m). Je nach Nutzungskategorie variiert der charakteristische Wert der horizontalen Nutzlast q_k zwischen 0,5 kN/m und 2,0 kN/m.

C2.4 Schneelasten

Schneelasten beruhen auf Schneehöhenmessungen und der Schneedichte. In Abhängigkeit von der Umgebung und dem lokalen Wetter kann die spezifische Dichte des Schnees zwischen 0,1 (Neuschnee) und etwa 0,6 (alter oder nasser Schnee) liegen. Aus einer statistischen Auswertung dieser Aufzeichnungen ist die charakteristische Schneelast s_k auf dem Boden für ein einmaliges Auftreten in 50 Jahren definiert. Die Werte s_k werden durch die nationalen Lastnormen festgelegt, da diese Werte von den geographischen Verhältnissen und der Geländehöhe abhängen. Zusätzlich sollte der Tragwerksplaner auch lokale Effekte durch Modifizierung der Werte s_k berücksichtigen. So kann z. B. die Schneelast auf ein Bauteil durch Umwandlung von Schnee in Eis, durch Regenfälle auf den Schnee erheblich zunehmen oder aber Dachteile sind erwärmt und der Schnee kann lokal abschmelzen. Bei der statischen Berechnung muss der Ingenieur die Belastungsanordnungen auf Dächern wie folgt berücksichtigen:

- gleichmäßige Verteilung aus gleichmäßigem Schneefall,
- ungleichmäßige Belastungen durch Schneeverwehungen und Schneeabrutschungen.

Aus der Analyse der Schneefälle wird die Schneelast in der Regel als veränderliche Last mit kurzer Lasteinwirkungsdauer (weniger als eine Woche) angesehen. Bezogen auf die horizontale Projektion der Fläche wird die charakteristische Schneelast berechnet zu:

$$S_k = \mu_i \cdot s_k \quad (\text{C2-2})$$

Der Formbeiwert μ_i berücksichtigt den Einfluss der Dachgeometrie auf die Belastungsanordnung, z. B. ob die Dachform Schneeeabrutschungen oder Schneeverwehungen begünstigt. In EC 1 sind zwei Beiwerte μ_i in Abhängigkeit von der Dachneigung α definiert (Bild C2-2). Beide Formbeiwerte sind gültig, wenn der Schnee ungehindert abrutschen kann, also keine Schneefanggitter o. ä. angebracht sind.

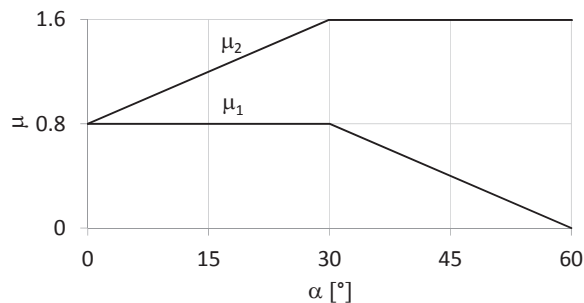


Bild C2-2 Formbeiwerte für Schnee auf Pult-, Sattel und Sheddächer. Für Tonnendächer gilt Formbeiwert μ_3 .

Der Formbeiwert μ_1 gilt für Pult- und einfache Satteldächer, da dort keine Schneeanhäufungen und Schneesackbildungen stattfinden können. So gilt ab einer Dachneigung von 60°, dass keine Schneelast auftreten kann, da der Schnee komplett abrutscht. Bei Satteldächern müssen unterschiedliche (jedoch gleichmäßige) Schneelasten auf beiden Dachseiten überprüft werden, da auf der einen Dachseite Schnee abrutschen kann, auf der anderen jedoch nicht. Der Formbeiwert μ_2 wird dann berücksichtigt, wenn es zu Schneeverwehungen kommen kann, also z. B. bei aneinandergereihten Satteldächern oder bei Sheddächern. In diesem Fall ist der Wert für μ_2 bei einer Dachneigung von 60° am höchsten, da dann der Schnee in die Zwickel abrutscht und dort liegenbleibt.

C2.5 Windlasten

Windlasten sind zeitlich veränderlich und werden in die Klasse der Lasteinwirkungsdauer kurz eingeordnet. Die Einwirkung auf das Tragwerk kann als Überlagerung einer quasi-statischen Komponente und einer Resonanzkomponente aufgefasst werden. Die Resonanzkomponente kann z. B. für hohe und schlanke Konstruktionen signifikant sein. In diesen Fällen sind genauere Windnachweise erforderlich. Die Resonanzkomponente ist jedoch für die meisten Konstruktionen weniger wichtig, so dass in diesem Beitrag die Windlasten unter Anwendung der vereinfachten Methode definiert werden. Windlasten werden durch statische Druckkräfte auf die Oberflächen der Konstruktion oder durch globale Druckkräfte und Reibungswindkräfte dargestellt (E.C.C.S. 1987). In diesem Beitrag werden also nur Windlasten auf nicht schwingungsanfällige Bauwerke betrachtet, die mit einer statischen Ersatzlast erfasst werden, mit der dann die Nachweise geführt werden können. Die Windlastannahmen beruhen auf einer Basiswindgeschwindigkeit v_b und einem Basisgeschwindigkeitsdruck $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ (mit ρ = Dichte der Luft). Bezogen auf eine mittlere Auftretenshäufigkeit von einmal in 50 Jahren (= Auftretenswahrscheinlichkeit von 2% pro Jahr), ist v_b als mittlere zehnmütige Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über Geländekategorie II definiert (siehe Tabelle C2-3).

Tabelle C2-3 Geländekategorien nach EC 1.

Geländekategorie	
0	See, Küstengebiete, die der offenen See ausgesetzt sind
I	Seen oder Gebiete mit niedriger Vegetation und ohne Hindernisse
II	Gebiete mit niedriger Vegetation wie Gras und einzelne Hindernisse (Bäume, Gebäude)
III	Gebiete mit gleichmäßiger Vegetation oder Bebauung (z. B. Dörfer, Waldgebiete)
IV	Gebiete, in denen mindestens 15% der Oberfläche mit Gebäuden mit einer mittleren Höhe größer als 15 m bebaut sind

Ausgehend von der Basiswindgeschwindigkeit und dem daraus resultierenden Basisgeschwindigkeitsdruck wird nun der für die Bemessung relevante Böengeschwindigkeitsdruck $q_p(z)$ ermittelt, der von der Bauwerkshöhe z abhängt. Dafür müssen die Bodenrauigkeit und die Topographie in der Umgebung des Bauwerksstandortes (siehe auch Tabelle C2-3) berücksichtigt werden. Aus dem Basisgeschwindigkeitsdruck q_b und unter Berücksichtigung von Gebäudehöhe z , Rauigkeit, Topographie und eventueller Turbulenzen kann nun der Böengeschwindigkeitsdruck $q_p(z)$ berechnet werden.

Druckbeiwerte

Die aerodynamischen Druckbeiwerte $c_{pe/i}$ definieren den Winddruck, der rechtwinklig auf die Gebäudeoberflächen wirkt. Die äußeren (c_{pe}) und inneren (c_{pi}) Druckbeiwerte sind positiv definiert, wenn der Winddruck in Richtung der Oberfläche wirkt. Ein negativer Wert bedeutet Sog auf die Bauteiloberflächen. Der Einfluss der Windrichtung θ ist durch Beiwerte in zwei getrennten Richtungen, mit dem Giebel ($\theta = 90^\circ$) oder der Gebäudelängsseite ($\theta = 0$ oder 180°) als windzugewandter Fläche zu untersuchen. Die äußeren Druckbeiwerte hängen stark von der Form des Gebäudes ab. Weiterhin haben Windkanalversuche gezeigt, dass in Eckbereichen des Gebäudes höhere Windsogkräfte auftreten (Lusch, 1964). Diese Beobachtungen führen zu den Verteilungen, wie sie in Bild C2-3 und Bild C2-4 gezeigt sind. Als Beispiel werden in Bild C2-3 äußere Druckbeiwerte für ein einfaches rechteckiges Gebäude angegeben. Die Werte entsprechen dem oberen Wert für alle Windrichtungen, die unter einem Winkel von $\pm 45^\circ$ bezogen auf die Normale auf die betrachtete Gebäudeseite wirken. Bild C2-3 zeigt den Beiwert $c_{pe,10}$ für Wandflächen von über 10 m^2 und Gebäudeabmessungen von $h/d(\theta = 0^\circ)$ bzw. $h/L(\theta = 90^\circ) \leq 0,25$. Diese Druckverteilungen beziehen sich auf die dem Wind zugewandte Abmessung $e = \min(b, 2 \cdot h)$. Für kleinere Wandflächen gelten höhere Druckbeiwerte.

Zusätzlich zu den Kräften auf Wände müssen die Windkräfte auf Dächer besonders beachtet werden, da abhebende Windkräfte für die Bemessung von Verbindungen und Bauteilen maßgebend werden können. Für Flachdächer zeigt Bild C2-4 die äußeren Druckbeiwerte für die Windrichtungen $\theta = 0$ oder 90° bei einer Dachfläche $A \geq 10 \text{ m}^2$. Die angegebenen Druckbeiwerte müssen bei kleinen Dachflächen erhöht werden. Bei windzugewandten, geneigten Dachflächen treten bei Dachneigungen α zwischen 15° und 30° Druck- oder Sogkräfte auf, deren ungünstigere Auswirkung bei der Bemessung zu berücksichtigen ist.

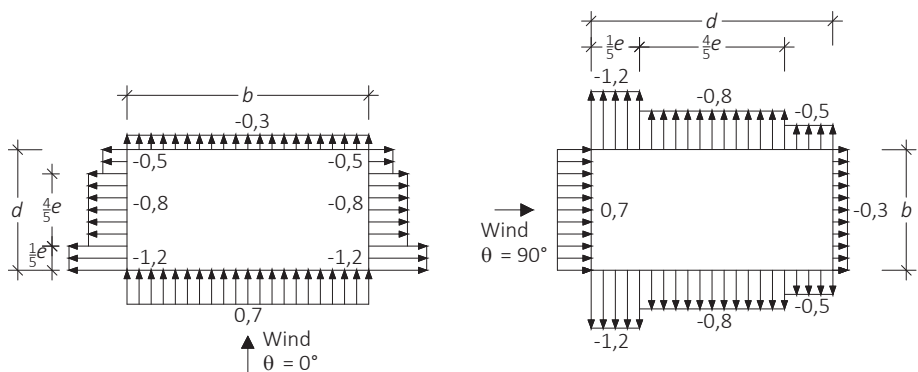


Bild C2-3 Druckbeiwerte $c_{pe,10}$ laut NA für vertikale Wände, $h/d \leq 0,25$, $A \geq 10 \text{ m}^2$.

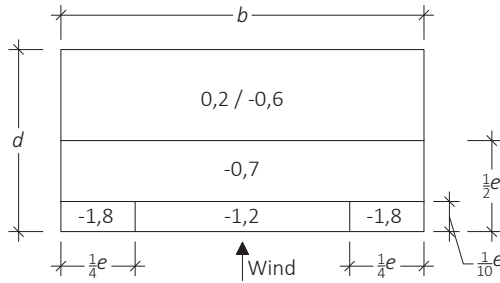


Bild C2-4 Winddruckbeiwerte $c_{pe,10}$ laut NA für Flachdächer mit scharfkantigem Traufbereich, $A \geq 10 \text{ m}^2$.

Bemessungswindlasten

Bei der Bemessung von Gebäuden werden die Auswirkungen der Windlasten in der Regel unter Verwendung der Verteilung der Winddruckbeiwerte auf den Oberflächen bestimmt (also als Flächenlast). Sie ergeben sich aus der Kombination des äußeren (w_e) und inneren (w_i) Drucks durch:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (\text{C2-3})$$

Da der Winddruck mit der Höhe über Gelände ansteigt, muss der Tragwerksplaner die Bezugshöhe z_e der äußeren Bauteilflächen berücksichtigen. In Abhängigkeit von der Gebäudeform und der durch den Wind angeströmten Breite b gibt Bild C2-5 Bezugshöhen für Wände und Dächer an. z_i ist die Bezugshöhe der Wände für geschlossene Gebäude oder die mittlere Höhe der Öffnungen.

Alternativ kann der Winddruck w anstatt mit aerodynamischen Druckbeiwerten $c_{pe/i}$ auch mit aerodynamischen Kraftbeiwerten c_f ermittelt werden. Dies ist vor allem bei Bauwerken mit linienförmigen Bauteilen wie z. B. Fachwerkbrücken wichtig, da für Fachwerke keine Druck- sondern nur Kraftbeiwerte gegeben werden. Bei Fachwerkkonstruktionen ist des Weiteren der Völligkeitsgrad φ wichtig, der als das Verhältnis der projizierten Fläche der Stäbe zu der Gesamtfläche (Produkt von Länge und Breite) des Fachwerkes definiert ist. Der Völligkeitsgrad berücksichtigt also, dass ein Fachwerk keine geschlossene Fläche darstellt, sondern abhängig von den Querschnittsabmessungen seiner Stäbe mehr oder weniger offen ist (eine vollkommen geschlossene Wand hat einen Völligkeitsgrad von 1). Der Kraftbeiwert für Fachwerke wird dann in Abhängigkeit dieses Völligkeitsgrades bestimmt. Die Windkraft auf ein Bauwerk kann dann unter Berücksichtigung der Lasteinzugsflächen bzw. der projizierten Bezugsflächen eines Baukörpers oder einzelner Bauteile ermittelt werden. Im Falle großer, vom Wind bestrichener Flächen (z. B. frei stehende Dächer) muss zusätzlich eine Reibungskraft F_{fr} berücksichtigt werden.

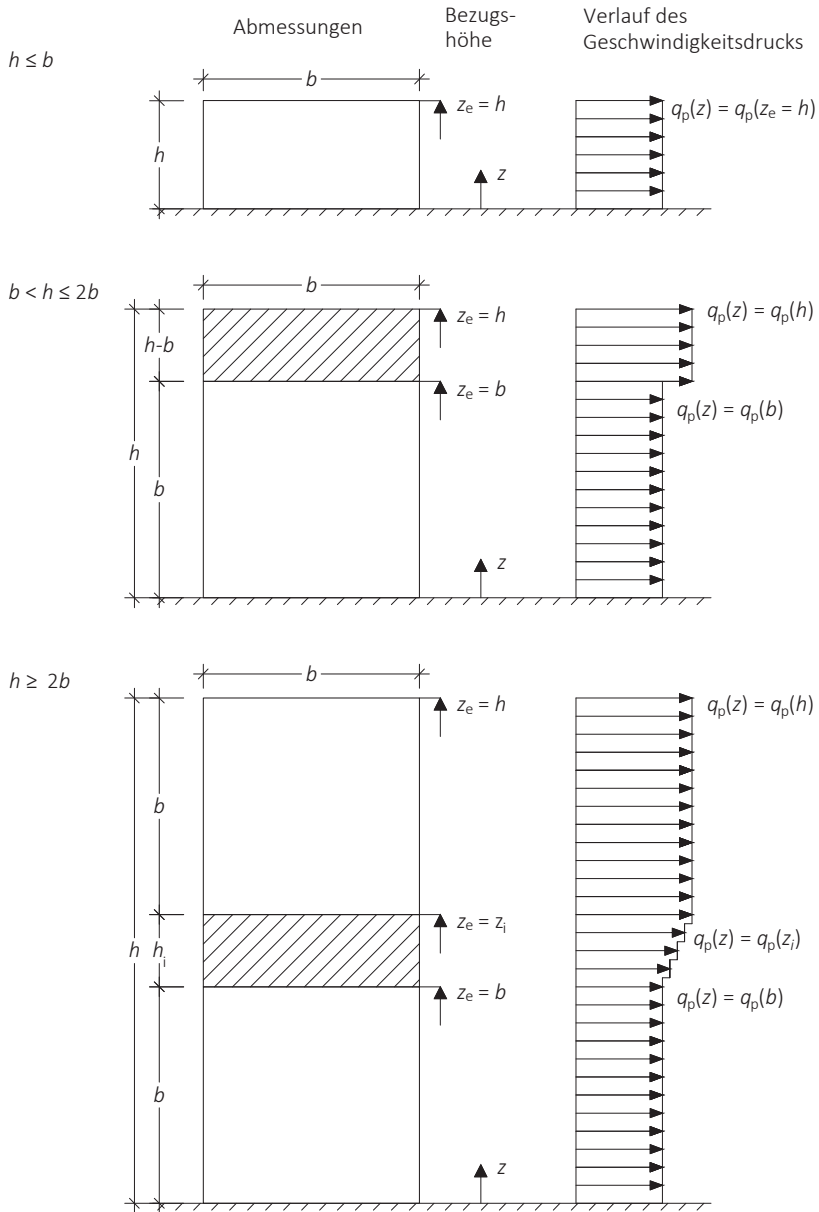


Bild C2-5 Bezugshöhe z_e in Abhängigkeit von h und b und Winddruckverteilung nach EC 1.

C2.6 Lastkombinationen

Nach der Bestimmung der Lasten erfordert die Bemessung eine Analyse der Auswirkungen der Lasten. Dies beinhaltet die Wahl von wirklichkeitsnahen Lastanordnungen, für die das Tragwerk oder Tragwerksteile zu bemessen sind. Die Bemessungswerte resultieren aus den folgenden Lastkombinationen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit lautet die Kombination für ständige und vorübergehende Situationen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{C2-4})$$

$\gamma_{G,j}$ ist der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen (siehe Beitrag C1) und $Q_{k,1}$ ist die Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkung.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hängt die Kombination von den Auswirkungen der Kraft ab, so dass zwei Kombinationen zu beachten sind:

Charakteristische Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{C2-5})$$

Quasi-ständige Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{C2-6})$$

Einige Zahlenwerte für die Kombinationsbeiwerte ψ für Gebäude sind in Tabelle C1-2 angegeben.

Bei Holzkonstruktionen muss der Tragwerksplaner besonders darauf achten, die kritischen Lastfälle zu finden, da diese von den Modifikationsbeiwerten k_{mod} für die Lasteinwirkungsdauer und die Holzfeuchte abhängen und damit nicht unabhängig von den Baustofffestigkeiten sind. Für alle Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bauteilwiderstand unter Berücksichtigung des Beiwertes k_{mod} bestimmt werden, wobei sich die Auswahl von k_{mod} nach der Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ richtet. So muss bei Schnee oder Wind als Leiteinwirkung der Modifikationsbeiwert für die Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) „kurz“ verwendet werden (siehe Tabelle C1-4), während bei anderen Verkehrslasten die KLED „mittel“ beträgt und k_{mod} somit kleiner ist. Bei der Lastfallkombination ohne veränderliche Lasten und nur mit Eigengewicht hingegen muss k_{mod} für die KLED „ständig“ für die Ermittlung des Bemessungswertes des Widerstandes verwendet werden.

Unter Beachtung der verschiedenen Grenzzustände wird also die Kombination der Einwirkungen für jeden kritischen Lastfall unter Berücksichtigung der verschiedenen Werte für k_{mod} berechnet. Der Tragwerksplaner muss dabei die ungünstigsten Lastanordnungen berücksichtigen. Die gleichmäßig verteilten Lasten werden in der Regel bei der Bemessung der meisten Bauteile maßgebend, während ungleichmäßig verteilte Lasten eher kritische Auswirkungen auf die Verbindungen oder auf Aussteifungssysteme haben.

C2.7 Literatur

P. Racher, Originalbeitrag A3, STEP 1995.

C.E.B. (1980). Structural safety. Bulletins d'information No. 127 and 128, Brussels.

E.C.C.S. (1987). Recommendations for calculating the effects of wind on constructions. European Convention for Constructional Steelwork, Technical committee 12, Report No. 52, Brussels.

Hendrickson E.M., Ellingwood B. und Murphy J. (1987). Limit state probabilities for wood structural members. ASCE Journal of Structural Engineering, 113(1): 88-106.

Lusch G. (1964). Wind tunnel investigations on buildings with rectangular base and with flat and duo-pitched roofs. Bauforschung No. 41.

Rackwitz R. (1976). Practical probabilistic approach to design. C.E.B., Bulletin d'information No. 112, Brussels.

D

Bauteile und Tragsysteme

D1 Grundbeanspruchungen

Originalbeiträge: B. Edlund, B.S. Choo, P. Aune

D1.1 Zug und Druck

Holz ist ein anisotropes Material, d. h. es weist unter Beanspruchung in den verschiedenen Richtungen, z. B. parallel oder rechtwinklig zur Faser, unterschiedliche Eigenschaften auf. Ein Baumstamm kann idealisiert als zylindrisch orthotroper, d. h. orthogonal anisotroper Körper betrachtet werden, siehe Beitrag B1. Die Achsen L , R und T geben die longitudinale, radiale und tangential Richtung an. Die Eigenschaften in R - und T -Richtung werden oft als Eigenschaften rechtwinklig zur Faser mit dem Index „90“ zusammengefasst (dies ist möglich, da $E_L \gg E_T \approx E_R$. Außerdem ist der Einschnitt und somit die Lage der R - und T -Richtungen von Holzbauteilen normalerweise nicht bekannt). Die longitudinale Richtung wird mit dem Index „0“ angegeben. In den folgenden Abschnitten werden Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften hauptsächlich unter Kurzzeitbelastung behandelt. Sofern nichts anderes angegeben ist, gelten die angegebenen Werte im Mittel für europäisches Nadelholz mit einer Holzfeuchte von 10 bis 15%.

Bauholz mit seinen normalen Wuchsunregelmäßigkeiten und seinen Abmessungen für tragende Zwecke ist inhomogen. Die Materialeigenschaften (Rohdichte, Festigkeit, Elastizitätsmodul usw.) streuen stark sowohl innerhalb eines Stammquerschnitts als auch über die Stammlänge. Zusätzlich streuen die Eigenschaften zwischen den einzelnen Bäumen einer Holzart und natürlich zwischen den einzelnen Holzarten. Auch innerhalb eines Jahrringes sind die Eigenschaften nicht konstant, weil Früh- und Spätholz stark unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Diese Streuungen werden in diesem Beitrag nicht weiter untersucht.

Zuerst werden die Eigenschaften von fehlerfreiem Holz mit kleinen Abmessungen und anschließend von Bauschnittholz mit Wuchsunregelmäßigkeiten und mit Bauholzabmessungen behandelt. Lediglich das letztere ist relevant für den Holzbau. Für getrocknetes und festigkeitssortiertes Holz (Beitrag B5) sind charakteristische Eigenschaften festgelegt, mit denen die Bauteilwiderstände ermittelt werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss bei der Ermittlung des Bemessungswertes des Bauteilwiderstandes der Teilsicherheitsbeiwert γ_m und der Modifikationsbeiwert k_{mod} verwendet werden, während im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit das Kriechen über den Beiwert k_{def} berücksichtigt werden muss (siehe Beiträge C1 und C2).

Fehlerfreies Holz bei Zug und Druck

Zugbeanspruchung

Werden kleine Holzproben aus möglichst fehlerfreiem Material belastet, erhält man Spannungs-Dehnungslinien wie in Bild D1-1 dargestellt. Die Zugfestigkeit in Faserrichtung $f_{t,0}$ (Index „t“ = tension) ist demnach höher als die Druckfestigkeit in Faserrichtung $f_{c,0}$ (Index „c“ = compression). Die Spannungs-Dehnungslinie bei Zug verläuft bis beinahe zum Bruch linear, der schlagartig auftritt und als Sprödbruch bezeichnet wird. Für Druck zeigt sich beim Versagen ein eher plastisches Verhalten. Die geringste Festigkeit weist Holz bei einer Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faser auf. Diese Festigkeit $f_{t,90}$ liegt etwa im Bereich von 1 bis 2 N/mm² und hängt sehr stark vom beanspruchten Volumen ab, da eine Zugbeanspruchung zu einem ausgeprägt sprödem Versagen führt. Dieser Volumeneffekt ist bei den anderen Festigkeitseigenschaften weniger stark ausgeprägt (Volumeneffekt siehe Beitrag D3). Die Zugfestigkeit $f_{t,90}$ wird durch bereits vorhandene Risse vor allem in Frühholz wesentlich reduziert. Auch die Steifigkeit ist bei einem Elastizitätsmodul von $E_{90} = 400$ bis 500 N/mm² rechtwinklig zur Faser viel geringer als parallel zu Faser mit $E_0 = 11000$ bis 15000 N/mm².

Holzkonstruktionen sollten generell so konzipiert sein, dass Zugspannungen rechtwinklig zur Faser vermieden werden oder möglichst geringe Werte annehmen. Es ist wichtig, die Bereiche einer Konstruktion zu kennen, in denen Querzugspannungen auftreten, um die notwendigen Vorkehrungen zur Reduzierung dieser Spannungen wie z. B. Verstärkungen treffen zu können. Beispiele für Konstruktionen mit Querzugspannungen sind gekrümmte Träger, Rahmenecken, ausgeklinkte Träger und Träger mit Durchbrüchen sowie Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln.

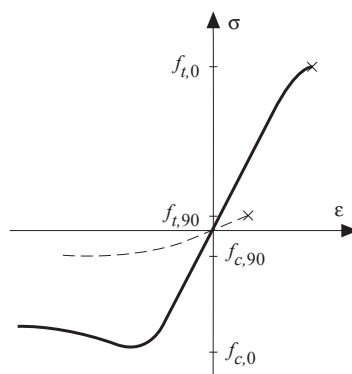


Bild D1-1 Spannungs-Dehnungslinien von fehlerfreiem Holz unter Zug (t)- und Druckbeanspruchung (c) parallel zur Faser (durchgezogene Linie) und rechtwinklig zur Faser (gestrichelte Linie) bei konstanter Dehnungszunahme. Typische Festigkeitswerte für Nadelholz sind: $f_{t,0} = 80$ bis 100 MPa, $f_{c,0} = 40$ bis 50 MPa, $E_0 = 11000$ bis 15000 MPa, $E_{90} = 400$ bis 500 MPa. (STEP 1995 Beitrag B2)

Druckbeanspruchung

Am Kurvenverlauf in Bild D1-1 kann man ablesen, dass sich die Holzfasern bei einer Druckbeanspruchung in Faserrichtung nach und nach der Kraftaufnahme entziehen, bis die maximale Kraft erreicht ist und das Versagen des Versuchskörpers durch örtliches Ausknicken der Holzfasern eintritt (siehe Bild D1-2). Es handelt sich dabei um ein lokales Stabilitätsversagen infolge Schubs entlang einer geneigten Fläche. Der Elastizitätsmodul $E_{c,0}$ liegt wie bei einer Zugbeanspruchung zwischen 11000 und 15000 N/mm². Da die Spannungs-Dehnungs-Kurve aber den linearen Bereich früher verlässt als bei einer Zugbeanspruchung, ist die Proportionalitätsgrenze zu beachten.

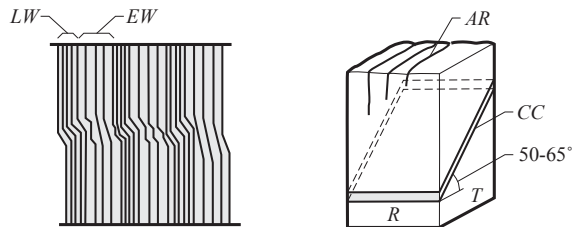


Bild D1-2 Druckversagen der Druckprobe bei $f_{c,0}$ durch örtliches Ausknicken der Holzfasern, nach Hoffmeyer (1990). LW Spätholz, EW Frühholz, AR Jahrringe, CC Druckfalten. (STEP 1995 Beitrag B2)

Wird die Holzprobe rechtwinklig zur Faserrichtung vollflächig auf Druck belastet (Fall a in Bild D1-3), dann werden die Holzfasern praktisch wie ein Stapel Röhren zusammengequetscht bis eine Art Quetschlast erreicht ist, bei der dann der Tangentenmodul (Neigung der Tangente an die σ - ε -Linie) sehr klein wird. Unter der maximalen Last erreichen die Stauchungen sehr große Werte. Wird die Holzprobe an der Oberseite nur auf einer Teilfläche belastet, dann ergibt sich für das Holz, verglichen mit Fall a in Bild D1-3, eine größere Steifigkeit (Fälle b bis e), die erst bei höheren Spannungen als im Fall a wieder abnimmt. Der Übergang von der Anfangssteifigkeit zum deutlich überproportionalen Bereich ist dabei weniger ausgeprägt als im Fall a. Grund dafür ist die Verteilung der Last auf Bereiche außerhalb der direkt belasteten Teilfläche. Im Fall b sind die nicht direkt belasteten Bereiche zu klein für eine wirksame Lastverteilung. Die Maximallast ist unmittelbar nach Durchlaufen des Übergangsbereiches erreicht. Bei den Fällen c, d und e kann die Druckkraft auch bei größeren als in Bild D1-3 gezeigten Stauchungen ε noch aufgenommen werden, ohne dass ein erkennbares Versagen eintritt. Jedoch steigen dabei die Verformungen beträchtlich an, so dass es aus konstruktiven Gründen sinnvoll ist, die Stauchungen auf einen bestimmten Wert, z. B. 1% der Querschnittshöhe oder 5 mm, zu begrenzen und die zugehörige Spannung als eine Art Festigkeit (oder "Prüfspannung") aufzufassen. In diesem Fall erhält man dann $f_{c,90} = 2$ bis 4 N/mm². Allerdings hängen die so definierten Festigkeiten von der Jahrringlage im Querschnitt ab, siehe Bild D1-4.

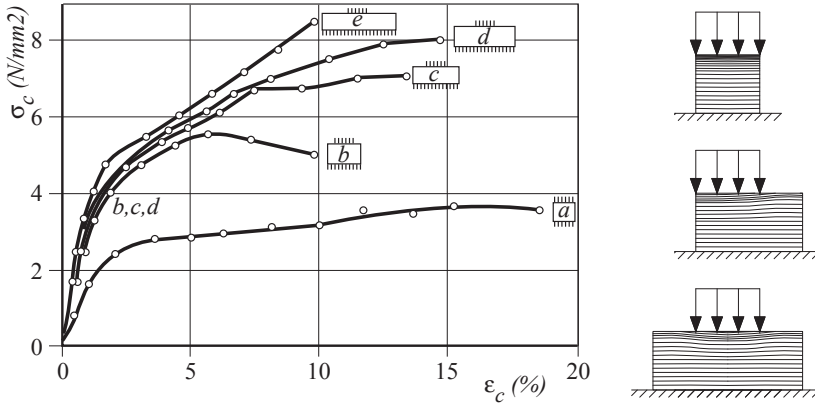


Bild D1-3 Auf der Oberseite von Holzproben 150 mm x 150 mm wirkende Druckspannungen σ_c rechtwinklig zur Faser in Abhängigkeit von den Stauchungen. (nach Suenson, 1938, STEP 1995 Beitrag B2) Die Skizzen rechts zeigen die Versagensarten bzw. die Mitwirkung der neben dem belasteten Bereich liegenden Holzfasern und der daraus folgenden Tragfähigkeitssteigerung.

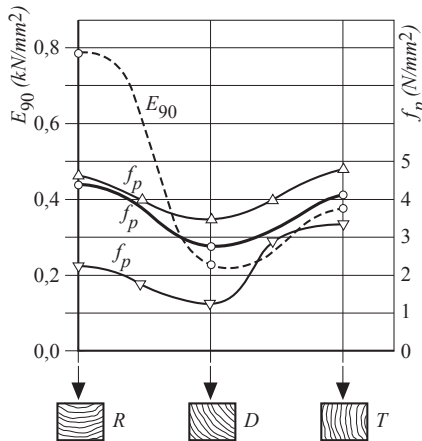


Bild D1-4 Elastizitätsmodul und Grenzspannung von Holz unter Querdruck. $f_{c,90}$ ist hier als Spannung an der Proportionalitätsgrenze definiert. (nach Siimes und Liiri, 1952, STEP 1995 Beitrag B2)

Druck- und auch Zugbeanspruchungen können jedoch auch unter einem Winkel zur Faserrichtung auftreten, wobei der Winkel zwischen der Beanspruchungsrichtung und der Faserrichtung als Winkel α bezeichnet wird. Bild D1-5 zeigt eine solche Beanspruchungsart. Hankinson (1921) schlug für die Bruchspannungen $f_{c,\alpha}$ bei Druckbeanspruchung unter der Annahme einer linearen Interaktion (siehe auch Bild D1-7) die folgende Gleichung (D1-1) vor (Bild D1-5 (b)), die eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen aufweist. (Herleitung der Hankinson-Gleichung siehe Anlage 2.)

$$f_{c,\alpha} = \frac{f_{c,0} \cdot f_{c,90}}{f_{c,0} \cdot \sin^2 \alpha + f_{c,90} \cdot \cos^2 \alpha} \quad (D1-1)$$

Für die Festigkeit bei Zug unter einem Winkel α zur Faser ergibt sich ein entsprechender Ausdruck, wenn man f_c durch f_t ersetzt, siehe Bild D1-5 (a).

Für kleine Winkel α ist die Festigkeit sehr stark abhängig von Winkeländerungen. Geringe Änderungen der Faserneigung verursachen eine erhebliche Veränderung der Festigkeit, vor allem der Zugfestigkeit. Andererseits wird im Bereich von $\alpha \approx 90^\circ$ $f_{t,\alpha}$ und $f_{c,\alpha}$ nur wenig beeinflusst (geringe Steigung der Kurven in Bild D1-5 (a) und (b)). Für einachsigen Zug unter einem Winkel α zur 1-Achse lauten gemäß Bild D1-5 (c) und (d) die Gleichgewichtsbedingungen (siehe auch Anlage 2, Gleichungen (II), (III) und (IV)):

$$\sigma_1 = \sigma_\alpha \cdot \cos^2 \alpha$$

$$\sigma_2 = \sigma_\alpha \cdot \sin^2 \alpha$$

$$\tau_{12} = \sigma_\alpha \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

Zum Vergleich sind die Grenzkurven für die drei getrennten Versagensbedingungen $\sigma_1 \leq f_{t,0}$, $\sigma_2 \leq f_{t,90}$, $\tau_{12} \leq f_v$ in Bild D1-5 (b) (gestrichelte Linien) eingezeichnet.

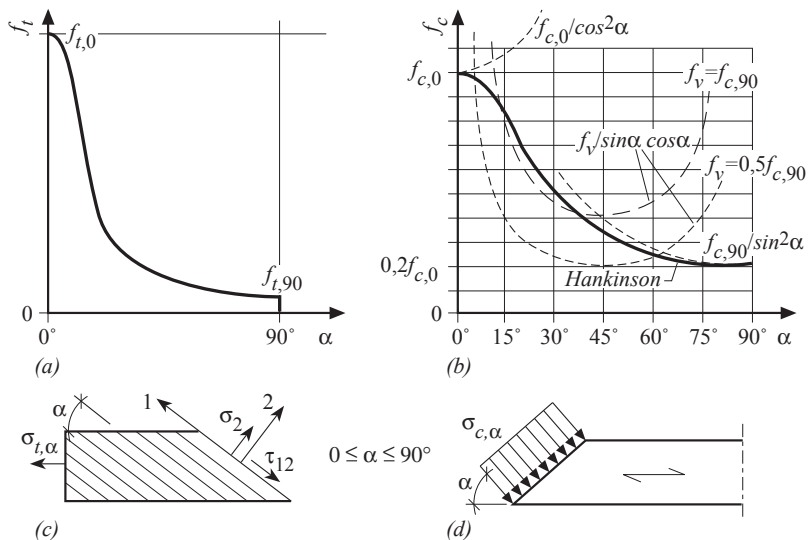


Bild D1-5 Zugfestigkeiten (a) und Druckfestigkeiten (b) in Abhängigkeit vom Winkel α . Die Hankinson-Gleichung (D1-1) ist als durchgehende Linie dargestellt. Die gestrichelten Linien geben das Versagen bei den Spannungen $f_{c,0}$, $f_{c,90}$ oder f_v wieder. (STEP 1995 Beitrag B2)

Bauholz bei Zug und Druck

Bei Bauholz mit den Maßen, die in tragenden Konstruktionen zu verwenden sind, muss der Einfluss von verschiedenen, unvermeidbaren Wuchsunregelmäßigkeiten wie Äste und Faserneigung berücksichtigt werden. Ein Ast mit "üblicher" Größe verringert den wirksamen Querschnitt eines Bauteils und verursacht örtliche Faserabweichungen. Dies hat oft Lastausmitten und hohe örtliche Spannungen zur Folge. Darüber hinaus werden in dem Bereich um den Ast, durch den der Faserverlauf gestört ist, in Schnitthölzern unter einachsiger Beanspruchung auch Spannungen rechtwinklig zur Faser erzeugt. Dies ist vor allem für parallel zur Bauteilachse auf Zug beanspruchtes Holz von Bedeutung, da dann auch Querszugkomponenten erzeugt werden.

Obwohl für fehlerfreies Holz die Zugfestigkeit parallel zur Faser viel größer ist als die Druckfestigkeit, gilt für Bauholz gerade das Gegenteil. Das rührt zum Teil von der oben erwähnten Abhängigkeit von der Faserneigung (siehe Bild D1-5 (a)) her, zum Teil vom Sprödebruchverhalten und vom Volumeneffekt (Beitrag D3), der alle anderen Einflüsse auch umfasst. Wegen der wichtigen Einflüsse der Lasteinwirkungsdauer (Kriechen) und des Holzfeuchtegehaltes wird auf Beitrag B2 verwiesen.

Zugbeanspruchung

Inhomogenitäten und andere Abweichungen von einem ideal orthotropen Material, die für Bauholz typisch sind, werden oft mit Wuchsunregelmäßigkeiten bezeichnet. Wie schon erwähnt, verursachen diese Einflüsse eine recht erhebliche Abminderung der Zugfestigkeit parallel zur Faser. Für nordeuropäisches Nadelholz (Fichte, Tanne) liegen typische Mittelwerte für $f_{t,0}$ im Bereich von 10 bis 35 N/mm², eine signifikante Reduktion im Vergleich zu dem in Bild D1-1 genannten Wert von $f_{t,0}$ von 80 bis 100 N/mm² für fehlerfreies Holz. In verschiedenen Untersuchungen wurde festgestellt, dass der Mittelwert von $f_{t,0}$ proportional zum zunehmenden Durchmesser des größten Astes abnimmt. Die Streubreite ist jedoch groß und die Korrelation schwach. Außerdem sind die Zugfestigkeiten vom geprüften Volumen abhängig, weshalb in EC 5 ein Höhen- bzw. Breitenkorrekturfaktor k_h verwendet wird (Beitrag D3, dort Abschnitt D3.3).

Zug unter einem Winkel zur Faserrichtung

Zum Nachweis der Zugtragfähigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung ($\alpha = 90^\circ$) gibt es in EC 5 keine Angaben, außer, dass die Bauteilgröße berücksichtigt werden muss. Querszugspannungen treten beispielsweise in gekrümmten Trägern, Ausklinkungen oder Querschlüssen auf und werden in den betreffenden Beiträgen erläutert (siehe Beiträge D4, D5, D8 und E11). Auch für Zug unter einem Winkel zur Faserrichtung gibt es in EC 5 keine Angaben. Allerdings schlägt der NA einen Nachweis für diese Beanspruchungsart vor. Beanspruchungen unter einem Winkel zur Faserrichtung verursachen kombinierte Spannungszustände, bei welchen sowohl Längszug-, Querszug- als auch Schubspannungen

auftreten. Aus diesem Grund wurde die Hankinson-Gleichung (D1-1) mit der Schubfestigkeit erweitert (Herleitung siehe Anlage 2) und wird dann zur Umrechnung der Längszugfestigkeit auf eine Zugfestigkeit unter einem Winkel α zur Faserrichtung verwendet:

$$\sigma_{t,\alpha,d} = k_{\alpha} \cdot f_{t,0,d} = \frac{1}{\frac{f_{t,0,d}}{f_{t,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \frac{f_{t,0,d}}{f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \cos^2 \alpha} \cdot f_{t,0,d} \quad (\text{D1-2})$$

Der Nachweis von Zug in Faserrichtung besteht in EC 5 aus einem einfachen Normalspannungsnachweis, bei dem der Bemessungswert der durch äußere Belastung bewirkten Zugspannung $\sigma_{t,0,d}$ kleiner sein muss als der Bemessungswert der Zugfestigkeit $f_{t,0,d}$.

Druckbeanspruchung

Im Gegensatz zur Zugfestigkeit wird die Druckfestigkeit parallel zur Faser durch Wuchsunregelmäßigkeiten nur mäßig verringert und liegt im Mittel bei $f_{c,0} = 25$ bis 40 N/mm^2 . Analog zum Nachweis der Zugfestigkeit in Faserrichtung besteht auch der Nachweis von Druck in Faserrichtung aus einem einfachen Normalspannungsnachweis:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (\text{D1-3})$$

Druck rechtwinklig zur Faserrichtung

Beim Nachweis der Querdruckfestigkeit wird der Bemessungswert der Festigkeit mit einem Faktor $k_{c,90}$ erhöht:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (\text{D1-4})$$

$k_{c,90}$ berücksichtigt die Art der Einwirkung, die Spaltgefahr und das Ausmaß der Druckverformung. Der Wert für $k_{c,90}$ ist in der Regel 1,0, unter bestimmten Auflagerbedingungen darf der Bemessungswert der Querdruckfestigkeit $f_{c,90,d}$ auch erhöht werden (der Grund für diese Erhöhung der Querdruckfestigkeit je nach Auflagerart wird aus dem bereits besprochenen Bild D1-3 ersichtlich):

- $k_{c,90} = 1,25$ für Vollholz oder 1,5 für BSH bei Schwellendruckbelastung, wenn $\ell_1 \geq 2 \cdot h$, siehe Bild D1-6 (a) bzw.
- $k_{c,90} = 1,5$ für Vollholz oder 1,75 für BSH bei Auflagerpressung, wenn $\ell_1 \geq 2 \cdot h$, siehe Bild D1-6 (b).

Der Bemessungswert der Querdruckspannung $\sigma_{c,90,d}$ wird außerdem mit einer wirksamen Kontaktfläche A_{ef} bestimmt, die eine mögliche Lastausbreitung berücksichtigt, siehe Gleichung (D1-5). Die tatsächliche Kontaktlänge ℓ darf beidseitig in Faserrichtung um 30 mm, höchstens jedoch um a , ℓ oder $\ell_1/2$ erhöht werden.

Diese Erhöhung der Kontaktlänge auf einen wirksamen Wert ℓ_{ef} berücksichtigt die Tatsache, dass eine Querdruckbelastung sich in Faserrichtung in den nicht direkt beanspruchten Bereich ausbreitet (siehe auch Bild D1-3).

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (D1-5)$$

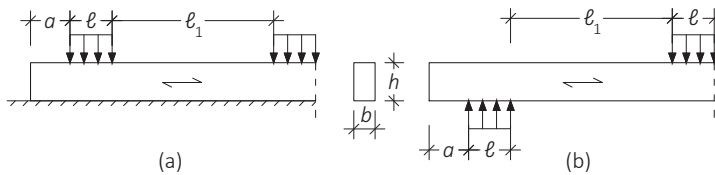


Bild D1-6 Bauteil auf (a) kontinuierlicher Lagerung (Schwellendruck) und (b) Einzellaagerung (Auflager-
 druck), Abstand ℓ_1 einer Einzel- oder verteilter Last vom Auflager.

Druck unter einem Winkel zur Faserrichtung

Für die Nachweise für Druckbelastung unter einem Winkel zur Faserrichtung gilt Gleichung (D1-6), die der Hankinson-Gleichung (D1-1) entspricht, wobei jedoch zusätzlich der Querdruckbeiwert $k_{c,90}$ berücksichtigt wird:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (D1-6)$$

Die Schubfestigkeit $f_{v,d}$ wird in Gleichung (D1-6) nicht verwendet; beim Nachweis für Zugspannungen unter einem Winkel zur Faserrichtung, Gleichung (D1-2), jedoch sehr wohl.

Die hier genannten Nachweise für Druckbelastung gelten nur für **nicht stabilitätsgefährdete Bauteile** (Knicken siehe Beitrag D2).

D1.2 Biegung

Biegeträger sind oft horizontale Tragelemente, die beidseitig aufgelagert sind und die Lasten hauptsächlich durch Biegebeanspruchung übertragen. Die Biegemomente im Träger werden durch quer zur Trägerachse wirkende Lasten erzeugt. Zur Bemessung eines Holzbiegeträgers muss im Wesentlichen sichergestellt werden, dass

- der Bemessungswert der Biegefestigkeit nicht erreicht wird und die Biegespannungen kein Kippen des Trägers bewirken und somit nicht zu einem vorzeitigen Stabilitätsversagen führen,
- der Bemessungswert der Schubfestigkeit nicht erreicht wird,
- der Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser an den Auflagern und unter Einzellasten nicht erreicht wird (Gleichung (D1-4)),
- die Trägerdurchbiegung die im EC 5 empfohlenen Grenzwerte nicht überschreitet,
- das Schwingverhalten kein Problem darstellt.

Dieses Kapitel befasst sich vor allem mit einfachen Trägern d. h. geraden Trägern mit konstanter Höhe und ohne Ausklinkungen. Die Festigkeitsabnahme in gekrümmten Trägern und Trägern mit geneigtem Rand (Beitrag D4) und die Auswirkungen von Trägerausklinkungen (Beitrag D5) und werden in weiteren Beiträgen behandelt. Der Nachweis der Biegespannung ist im maßgebenden Querschnitt (z. B. rechtwinklig, T- oder L-förmig) zu führen, der bei einfachen Trägern nach obiger Definition meist an der Stelle des maximalen Biegemomentes des Trägers liegt. EC 5 verlangt auch, dass der Einfluss von Anfangsverformungen, Ausmitten und Durchbiegungen unter Last berücksichtigt wird. Das Stabilitätsproblem „Kippen“ wird in Beitrag D2 behandelt.

Träger ohne Kippgefahr

Wenn durch die Trägerabmessungen und Auflagerausbildungen das Kippen des Trägers nicht möglich ist, dann betragen die elastischen Biegespannungen nach der technischen Biegelehre:

$$\sigma = \frac{M_y \cdot z}{I_y} \quad (\text{D1-7})$$

mit

M_y Biegemoment um die Achse y

I_y Flächenmoment 2. Grades bezüglich der y-Achse

z Abstand der betrachteten Faser von der neutralen Achse

σ Spannung in der betrachteten Faser

Diese Gleichung für die Biegespannung im Träger ist allgemeingültig, wenn der Querschnitt nur Biegung um seine schwache Hauptachse oder Biegung um seine starke Hauptachse bei einer seitlichen Abstützung in engen Abständen und damit kleinem Kipp-schlankheitsgrad aufzunehmen hat.

Da EC 5 die Bemessung von Holzkonstruktionen unter Annahme elastischen Materialverhaltens erlaubt, kann Gleichung (D1-7) für die Bemessung verwendet werden. Der Bemessungswert der Biegefestigkeit $f_{m,d}$ wird dabei unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes γ_M und des Modifikationsbeiwerts k_{mod} bestimmt (siehe auch Beitrag C1). Zusätzlich zum Modifikationsbeiwert sind noch andere Faktoren, die auf die Biegefestigkeit Einfluss haben, zu berücksichtigen. Der Einfluss des Bauteilvolumens wird z. B. durch den Beiwert k_h (siehe Abschnitt D1.1) erfasst, und für Träger paralleler Trägersysteme mit Lastverteilungssystemen darf die Biegefestigkeit mit dem Beiwert k_{sys} (siehe Beitrag D11) erhöht werden. Der Biegespannungsnachweis wird danach als einfacher Normalspannungsnachweis geführt:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (D1-8)$$

Spannungskombinationen

In Gleichung (D1-8) werden ausschließlich Träger betrachtet, die nur durch Biegemomente um eine Achse beansprucht werden. Daneben gibt es auch Kombinationen von Spannungen infolge von

- zweiachsiger Biegung (Biegung um beide Hauptachsen),
- ein- oder zweiachsiger Biegung und gleichzeitig wirkender Längszug- oder Längsdruckkraft.

Träger mit zweiachsiger Biegung müssen folgende Bedingungen erfüllen:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (D1-9)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (D1-10)$$

mit

$\sigma_{m,y(z),d}$ Bemessungswert der Biegespannung infolge Moments um die y-(z-) Achse

$f_{m,y(z),d}$ Bemessungswert der Biegefestigkeit bei Biegung um die y-(z-) Achse

k_m Beiwert, mit dem berücksichtigt wird, dass die Biegetragfähigkeit des Trägers noch nicht erreicht ist, wenn die nach der Elastizitätstheorie berechneten Spannungen an einer Querschnittsecke den Wert der Biegefestigkeit erreichen. k_m wird für rechteckige Querschnitte aus Vollholz, BSH und LVL zu $k_m = 0,7$ angenommen; sonst gilt $k_m = 1,0$. Es wird empfohlen, k_m nur bei gedungenen Querschnitten mit $h/b \leq 4$ zu verwenden.

Die Nachweise bei den Kombinationen aus Biegung und Zug lauten:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D1-11})$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D1-12})$$

Bei Biegung und Druck:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D1-13})$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D1-14})$$

Die Kombinationen „zweiachsiges Biegung“ und „Biegung und Zug“ werden linear überlagert, während bei der Kombination „Biegung und Druck“ die Ausnutzung aus den Druckspannungen quadratisch in die Bemessung eingeht. Der Grund hierfür ist das plastische, gutmütige Verhalten von Holz unter Druckspannungen. Außerdem wird die Zugzone eines Biegeträgers durch eine Längsdruckspannung überdrückt und erreicht dadurch erst bei größeren Biegemomenten die Biegefestigkeit. Bild D1-7 verdeutlicht anschaulich die Bedeutung zwischen linearer und quadratischer Spannungsüberlagerung (siehe auch Bild D2-5, das eine Biegemoment-Normalkraft-Interaktion zeigt). Während bei einer linearen Überlagerung die Festigkeiten in einer Hauptrichtung bei Anwesenheit einer Spannung in der anderen Hauptrichtung linear abnehmen, erlaubt eine quadratische Überlagerung die wesentlich langsamere Abnahme der Festigkeit bei kombinierten Beanspruchungen. Dies ist wie erwähnt vor allem bei duktilen Versagensarten der Fall.

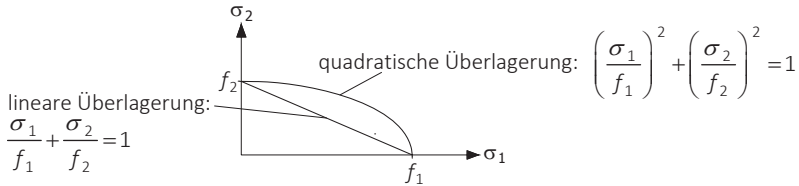


Bild D1-7 Grafische Verdeutlichung einer linearen und quadratischen Spannungsüberlagerung.

D1.3 Schub und Torsion

Bei Biegung durch quer zur Balkenachse angreifende Lasten werden nach der Elastizitätstheorie Schubspannungen erzeugt. Die Schubspannungen rechtwinklig zu Balkenachse und Faserrichtung treten stets gleichzeitig mit Schubspannungen gleicher Größe auf, die parallel zu Balkenachse und Faserrichtung wirken. Bei Vollholz und Brettschichtholz ist die Schubfestigkeit parallel zur Faserrichtung beträchtlich geringer als die Schubfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung, die bei einem Schubbruch durchtrennt werden müssten. Somit ist Schub parallel zur Faserrichtung (Längsschub) der maßgebende Fall und bei der Bemessung von Vollholz und Brettschichtholz zu untersuchen. Dieses Kapitel behandelt nur Schub in Vollholz- und Brettschichtholzbauteilen. Der vor allem bei Brettsperrholzbauteilen wichtige Rollschub wird in Beitrag D7 behandelt.

Torsionsspannungen treten auf, wenn ein Stab durch eine äußere Last tordiert wird. Diese Torsionsbeanspruchung entsteht z. B. bei ausmittigen Lasten quer zur Stabachse. Ein Beispiel sind Biegeträger, die durch geometrische Imperfektionen im Grundriss gekrümmt sind und daher auf Torsion beansprucht werden.

Schub

Nach den Regeln der Elastizitätstheorie kann die Schubspannung τ an einer beliebigen Stelle im Querschnitt eines Stabes in allgemeiner Form angegeben werden mit:

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \tag{D1-15}$$

Dabei ist V die Querkraft, I das Flächenmoment 2. Grades, b die Querschnittsbreite an der Schnittstelle, an der τ ermittelt wird und S das Flächenmoment 1. Grades (statisches Moment) des durch die Schnittstelle abgetrennten Querschnittsteils, bezogen auf die Spannungsnullebene.

Für einen Rechteckquerschnitt ergibt sich der Größtwert zu:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A} \quad (\text{D1-16})$$

Die Schubspannungsverteilung verläuft über die Höhe des Querschnitts parabelförmig mit dem Größtwert in der neutralen Faser wie in Bild D1-8 dargestellt.

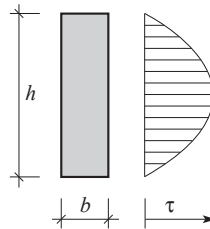


Bild D1-8 Schubspannungsverteilung. (STEP 1995 Beitrag B4)

In Gleichung (D1-16) bedeutet A die Querschnittsfläche. Der negative Einfluss von Rissen auf die Schubtragfähigkeit von Biegeträgern muss berücksichtigt werden und die Fläche A wird deshalb mit einer wirksamen Trägerbreite b_{ef} ermittelt:

$$b_{\text{ef}} = k_{\text{cr}} \cdot b \quad (\text{D1-17})$$

Der Faktor k_{cr} (cr = crack) wird im NA bei Vollholz als $k_{\text{cr}} = 2,0/f_{\text{v,k}}$ angenommen und bei BSH als $k_{\text{cr}} = 2,5/f_{\text{v,k}}$. k_{cr} muss bei Brettspertholz dank seiner Querlagen nicht berücksichtigt werden und wird zu 1,0 angenommen.

Der Faktor k_{cr} wurde eingeführt, da die charakteristischen Schubfestigkeitswerte $f_{\text{v,k}}$, die den entsprechenden gültigen Produktnormen entnommen werden können (z. B. der EN 338 für Vollholz), an ungerissenen Querschnitten ermittelt wurden. In der Baupraxis kommt dies allerdings fast nicht vor, z. B. lässt sich die Bildung von Schwindrissen durch wechselnde Umgebungsfeuchten im Laufe der Nutzungsdauer eines Voll- oder BS-Holzes nicht vermeiden. In früheren Ausgaben der Produktnormen waren die angegebenen Werte für $f_{\text{v,k}}$ geringer. Für C24 betrug $f_{\text{v,k}}$ in der Ausgabe der EN 338 von 2003 $2,5 \text{ N/mm}^2$, während in der EN 338 von 2009 ein Wert für $f_{\text{v,k}}$ von $4,0 \text{ N/mm}^2$ angegeben wird. Diesen veränderten nominellen Festigkeitswerten wird mit k_{cr} Rechnung getragen. Nach der jetzigen Regelung in EC 5 muss k_{cr} immer bei Schubspannungen τ von Biegeträgern berücksichtigt werden oder wenn Schubspannungen parallel zu möglichen Rissebenen wirken. Außer bei Biegeträgern muss k_{cr} z. B. auch für die Nachweise der Vorholzlänge von Versätzen oder des Blockscherens bei Verbindungen angewendet werden. Es bleibt die Frage, wie mit anderen Nachweisen umgegangen wird, in denen ebenfalls die

Schubfestigkeit benötigt wird, die Verwendung von k_{cr} jedoch nicht vorgeschrieben ist. Beispiele hierfür sind Ausklinkungen oder die Nachweise mit Interaktionstermen wie in Gleichung (D1-2).

Verschiedene Forscher (z. B. Keenan, 1978) haben festgestellt, dass die Schubspannungen infolge auflagennaher Einzellasten kleiner sind als die nach der technischen Biegelehre ermittelten Werte bzw. dass die Querdruckspannungen aus der Auflagerkraft die Schubfestigkeit erhöhen. Dies ist der Grund für die Verwendung der sogenannten reduzierten Querkraft in EC 5. Träger, die am unteren Rand aufgelagert und am oberen Rand belastet werden, dürfen mit einer reduzierten Querkraft nachgewiesen werden bzw. der Anteil einer auflagennahen, an der Oberseite des Balkens wirkenden Einzellast an der gesamten Querkraft darf vernachlässigt werden. Anstatt also die Schubfestigkeit bei Anwesenheit einer Querdruckspannung zu erhöhen wie dies z. B. in der Interaktionsgleichung für Druckbeanspruchung am angeschnittenen Rand (Gleichung (D4-7), siehe auch Anlage 2) getan wird, wird hier die Querkraft reduziert.

Bei zweiachsiger Biegung dürfen die Schubspannungen laut NA zum EC 5 quadratisch überlagert werden (obwohl Schub eine spröde Versagensart ist). Auch hier wird der Faktor k_{cr} bei der Ermittlung der Schubspannungen parallel zu möglichen Rissebenen angesetzt:

$$\left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \tag{D1-18}$$

Torsion

Nach der Elastizitätstheorie können die durch ein Torsionsmoment M_T verursachten maximalen Torsionsspannungen τ_{tor} für Rechteckquerschnitte berechnet werden zu:

$$\tau_{tor} = \frac{M_T}{W_T} = \frac{M_T}{\alpha \cdot h \cdot b^2} \tag{D1-19}$$

wobei $h \geq b$ gilt und α ein Faktor ist, der vom Verhältnis h/b abhängt. Timoshenko (1955) gibt für α folgende Werte an:

Tabelle D1-1 Werte für α .

h/b	1,00	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	4,00	6,00	8,00	10,00	∞
α	0,208	0,231	0,239	0,246	0,258	0,267	0,282	0,299	0,307	0,313	0,333

Die Torsionsspannungsverteilung entlang der Hauptachsen von Rechteckquerschnitten ist in Bild D1-9 schematisch dargestellt. Der Größtwert der Spannung tritt jeweils in der Mitte der längeren Seite auf.

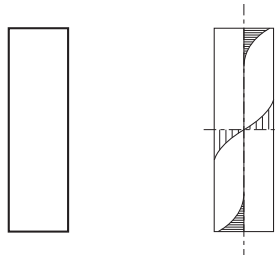


Bild D1-9 Torsionsspannungsverteilung. (STEP 1995 Beitrag B4)

Die Torsionsspannung sollte folgende Bedingung erfüllen:

$$\tau_{\text{tor},d} \leq k_{\text{shape}} \cdot f_{v,d} \quad (\text{D1-20})$$

In Gleichung (D1-20) ist $f_{v,d}$ der Bemessungswert der Schubfestigkeit. Der Faktor k_{shape} ist abhängig von der Querschnittsform, wobei in EC 5 Werte für kreisförmige und rechteckige Querschnitte gegeben werden (verbesserte Gleichungen für k_{shape} in EC 5 Änderung A2). Die Verwendung von k_{cr} ist hier nicht vorgeschrieben, was aber zu diskutieren wäre, da auch bei Torsion Schubspannungen parallel zu möglichen Rissebenen wirken.

Kombination von Schub und Torsion

In manchen Fällen können sowohl Schub als auch Torsion in einem Querschnitt auftreten. Dafür gibt es nur wenige Untersuchungen und es stehen nur begrenzte Erkenntnisse zur Verfügung. EC 5 gibt keine Hinweise für diese kombinierte Beanspruchung. Der NA enthält folgende Nachweisgleichung:

$$\frac{\tau_{\text{tor},d}}{k_{\text{shape}} \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{D1-21})$$

Hier gilt, dass für die Ermittlung der Schubspannungen $\tau_{y,d}$ und $\tau_{z,d}$ der Faktor k_{cr} anzusetzen ist.

D1.4 Literatur

B. Edlund, B.S. Choo, P. Aune, Originalbeiträge B2, B3, B4, STEP 1995.

Hankinson R.L. (1921). Investigation of crushing strength of spruce at varying angles of grain. Air Service In-form Circular III, No. 259, US Air Service, Washington DC.

Hoffmeyer P. (1990). Failure of wood as influenced by moisture and duration of load. Dissertation, State University of New York.

Keenan F.J. (1978). The distribution of shear stresses in timber beams. Paper 9-10-1, CIB-W18 Meeting 9, Perth.

Siimes F. und Liiri O. (1952). Investigations of the strength properties of wood I. Tests on small clear specimens of Finnish Pine (*Pinus Sylvestris*). (In Finnish). Valtion Teknillinen Tutkimuslaitos, Tiedotus 103, Helsinki.

Suenson E. (1938). Zulässiger Druck auf Querholz. Holz als Roh- und Werkstoff 1(6): 213-216.

Timoshenko S. (1955). Strength of materials - Part 1. D. Van Nostrand, New Jersey, Third Edition.

D2 Stabilität

Originalbeiträge: B.S. Choo, H.J. Blaß

In diesem Kapitel werden Stabilitätsnachweise und ihre Hintergründe dargestellt. Zuerst wird das Knicken von Druckstäben behandelt, bevor die Herleitung der Knicklängen besprochen wird. Neben einer Druck- und Biegebeanspruchung von Stützen können Druck- und Biegebeanspruchungen auch an Trägern zu Stabilitätsproblemen führen. Dieses sogenannte Kippen („Biegedrillknicken“) von Biegeträgern wird anschließend behandelt.

Es ist zu beachten, dass Stabilitätsnachweise mit den unteren Quantilwerten für die Steifigkeitskenngrößen geführt werden und nicht mit den Mittelwerten.

D2.1 Druckstäbe

Wird ein schlanker Druckstab durch eine Normalkraft belastet, besteht die Gefahr, dass er sich durch seitliches Ausweichen der Beanspruchung entzieht, d. h. ausknickt, Bild D2-1. Die Tragfähigkeit eines schlanken Bauteils bei Druckbeanspruchung hängt also nicht nur von der Baustofffestigkeit, sondern vor allem von seiner Biegesteifigkeit ab. Die für die Tragfähigkeit einer Holzstütze maßgebenden Baustoffeigenschaften sind daher die Druck- und Biegefestigkeit sowie der Elastizitätsmodul. Da durch das seitliche Ausbiegen zusätzliche Biegebeanspruchungen im Druckstab entstehen, müssen diese in einem Knicknachweis berücksichtigt werden.

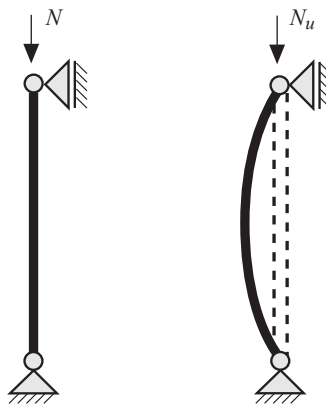


Bild D2-1 Beidseits gelenkig gelagerter Druckstab, $EI = \text{const.}$. (STEP 1995 Beitrag B6)

Man unterscheidet zwei unterschiedliche Bemessungsmethoden für Druckstäbe: die erste Möglichkeit besteht aus einer Berechnung des Druckstabes nach Theorie II. Ordnung, d. h. das Schnittgrößengleichgewicht wird am verformten System bestimmt. Bei der zweiten Methode, dem Ersatzstabverfahren, werden Knickbeiwerte verwendet, um die im Vergleich zu einem unendlich biegesteifen Druckstab geringere Tragfähigkeit eines wirklichen Druckstabes zu berücksichtigen. Dies bedeutet, dass der Knicknachweis als Druckspannungsnachweis mit einer abgeminderten Druckfestigkeit geführt wird. Das Ausmaß der Verringerung der Tragfähigkeit hängt vor allem von der Schlankheit des entsprechenden Bauteils ab und wurde auf der Grundlage eines beidseits gelenkig gelagerten Druckstabes (Bild D2-1) abgeleitet. Für Bauteile, die anders gelagert sind oder für Tragsysteme wie z. B. Rahmen kann das Ersatzstabverfahren verwendet werden, wenn zunächst die Knicklänge bestimmt wird (siehe Abschnitt D2.2) und dann der Nachweis wie für einen beidseits gelenkig gelagerten Druckstab der gleichen Länge geführt wird. Es wird hier nur das Ersatzstabverfahren behandelt.

Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit von Druckstäben

Die für die Tragfähigkeit von Holzdruckstäben wichtigsten Parameter können in zwei Gruppen eingeteilt werden. Die erste Gruppe besteht aus den Maßen des Druckstabes, den Auflagerbedingungen und den Baustoffeigenschaften, die wiederum durch die Wahl einer Festigkeitsklasse, das Umgebungsklima (→ Nutzungsklasse) sowie die Klasse der Lasteinwirkungsdauer des maßgebenden Lastfalls bestimmt werden. Die zu dieser ersten Gruppe gehörenden Parameter werden entweder durch den Tragwerksplaner festgelegt oder sie sind ihm zumindest bekannt. Durch die Änderung dieser Größen kann er die Tragfähigkeit des Druckstabes entsprechend den Bemessungsanforderungen bestimmen. Eine zweite Gruppe von Einflussgrößen enthält geometrische sowie strukturelle Imperfektionen und deren Streuungen. Da wirkliche Tragwerke niemals perfekt sind, müssen diese Faktoren ebenfalls bei der Bemessung berücksichtigt werden. Da der Tragwerksplaner in der Regel keine Informationen über die Größe dieser Imperfektionen für ein bestimmtes Tragwerk hat, ist ihr Einfluss bereits in den Bemessungsgleichungen für Druckstäbe in EC 5 enthalten.

Die wichtigsten geometrischen Imperfektionen von Holzdruckstäben sind die spannungslose Vorkrümmung, die Schiefstellung sowie die Abweichungen der tatsächlichen Querschnittswerte von den Nennwerten. Die Vorkrümmungsamplitude ist für Druckstäbe aus Brettschichtholz oder LVL auf $1/500$ und für Druckstäbe aus Vollholz auf $1/300$ der Länge begrenzt (EC 5 Abschnitt 10.2). Die Knickbeiwerte wurden innerhalb dieser Grenzen ermittelt, indem in tatsächlichen Konstruktionen Ausmitten bestimmt wurden und deren statistische Verteilung zugrunde gelegt wurde. Abweichungen von den Querschnittsnennmaßen sind für Vollholzbauteile durch die Maßtoleranzklasse 1 in EN 336 und für Brettschichtholzbauteile durch die Werte in EN 390 beschränkt. Bauteile mit höheren Holzfeuchten bzw. Holzfeuchtewechseln (siehe Beitrag B2, mechano-sorptives Kriechen)

weisen deutlich gesteigerte Kriechverformungen auf (siehe auch Bild B2-8) und damit im Laufe der Zeit größere Verformungen, also im Falle von Druckstäben größere Ausmittungen. Deshalb legt der NA fest, dass Kriechen auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt werden soll, wenn Bauteile in Nutzungsklassen 2 und 3 infolge hoher ständiger Lasten auf Druck beansprucht werden.

Strukturelle Imperfektionen sind Wuchsunregelmäßigkeiten und andere Eigenschaften wie die Holzfeuchte, die das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Holzes mitbestimmen. Grundsätzlich kann die Arbeitslinie des Holzes bei Zug- und Schubbeanspruchung als spröde angesehen werden, während bei Druckbeanspruchung beträchtliche plastische Verformungen auftreten (siehe auch Bild D1-1). Für europäische Nadelhölzer hängt die Form der Arbeitslinie vor allem von folgenden Eigenschaften ab (Glos, 1978): Rohdichte, Ästigkeit, Druckholzanteil und Holzfeuchte. Glos (1978) leitete mathematische Beziehungen zwischen diesen Eigenschaften und dem Verlauf der Arbeitslinie sowohl für Lamellen von Brettschichtholz als auch für Vollholzquerschnitte ab. Sind die Kenngrößen Rohdichte, Ästigkeit, Druckholzanteil und Holzfeuchte bekannt, kann über die genannten Beziehungen der erwartete Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie berechnet werden.

Hintergrund der Knickspannungslinien in EC 5

Im Allgemeinen geben Knickspannungslinien den Einfluss der Schlankheit auf die charakteristische Tragfähigkeit von beidseits gelenkig gelagerten Stützen an. Jeder Wert einer Knickspannungslinie entspricht dabei der charakteristischen Tragfähigkeit von Stützen des entsprechenden Schlankheitsgrades. Der Schlankheitsgrad ist definiert als das Verhältnis der Knicklänge zum Trägheitsradius. Es gibt verschiedene Ansätze zur Bestimmung charakteristischer Tragfähigkeitswerte von Druckstäben. Eine grundsätzliche Möglichkeit sind Traglastversuche mit repräsentativ ausgewählten Druckstäben. Wegen der erforderlichen großen Anzahl der Versuche und der damit verbundenen hohen Kosten scheidet dieser Weg jedoch aus. Zur Herleitung der Knickspannungslinien in EC 5 wurde eine andere Methode verwendet (Blaß, 1987; Blaß, 1988a; Blaß, 1988b). Diese Methode beruht auf der Simulation von Versuchen im Computer. Dazu werden Stützen modelliert, indem ihnen Baustoffeigenschaften und geometrische Imperfektionen zugewiesen werden, die auf Beobachtungen an wirklich ausgeführten Stützen zurückgehen. Dies bedeutet, dass Festigkeits- und Steifigkeitswerte sowie Vorkrümmungsamplitude oder Abweichungen von den Querschnittssollmaßen für eine bestimmte Stütze zufällig ausgewählt werden. Selbstverständlich müssen die zugeordneten Eigenschaften realistisch sein. Dies bedeutet, dass die bestehenden Korrelationen zwischen den verschiedenen zugeordneten Eigenschaften beim Simulationsprozess berücksichtigt werden. So werden z. B. Stützen mit einem hohen Elastizitätsmodul meist auch hohe Festigkeitswerte aufweisen. Eine simulierte Stütze weist dann wie eine wirkliche Stütze einen Satz von Eigenschaften auf, die ihre Tragfähigkeit bestimmen.

Die statistische Verteilung der Tragfähigkeit von Stützen eines bestimmten Schlankheitsgrades bzw. einer Festigkeitsklasse wird ermittelt, indem eine große Anzahl von Druckstäben simuliert und deren Traglast berechnet wird. Die Streuung der Traglastwerte wird verursacht durch die Streuungen der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Holzes sowie durch die Streuung der geometrischen Imperfektionen. Aus der statistischen Verteilung der Traglastwerte der Stützen wird das 5%-Quantil als charakteristischer Wert bestimmt. Dieser charakteristische Wert entspricht dann einem Punkt der Knickspannungslinie (siehe Bild D2-2). Werden die entsprechenden Simulationen und Traglastberechnungen auch für andere Schlankheitsgrade durchgeführt, so ergibt sich mit den daraus resultierenden charakteristischen Werten der Verlauf der Stützentragfähigkeit in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad. Bild D2-3 zeigt ein Beispiel für den durch Simulationsrechnungen bestimmten Verlauf der charakteristischen Werte der Knickspannung.

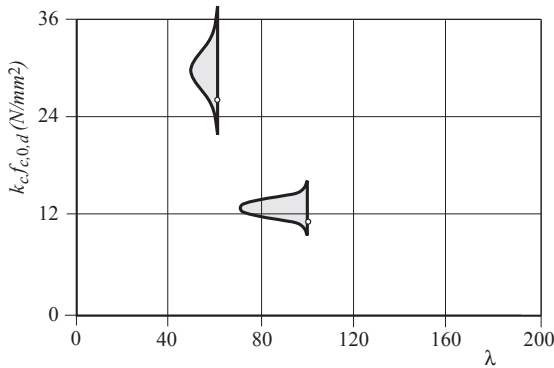


Bild D2-2 Verteilung der Knickspannung und charakteristische Werte für zwei verschiedene Schlankheitsgrade λ . Die 5%-Quantile sind angegeben. (STEP 1995 Beitrag B6)

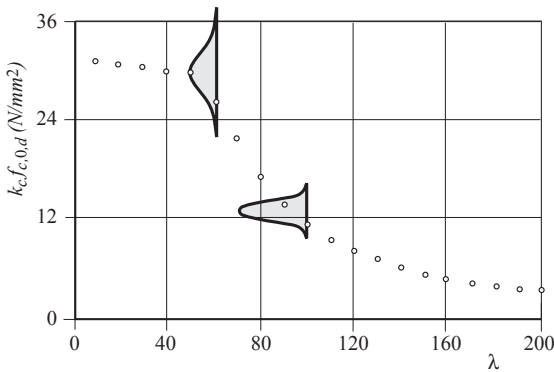


Bild D2-3 Verlauf der charakteristischen Werte der Knickspannung. (STEP 1995 Beitrag B6)

Da für die Bemessung in der Praxis eine Gleichung einfacher zu handhaben ist als ein Diagramm, wurden dem Verlauf der charakteristischen Traglastspannungen Näherungskurven angepasst. Die Form dieser Bemessungsgleichungen entspricht dabei den Gleichungen in EC 3 für die Bemessung von Stützen aus Stahl. Bild D2-4 zeigt ein Beispiel für den Verlauf der charakteristischen Traglastspannungen mit der entsprechenden Näherungskurve. Die Traglastberechnung der simulierten Stützen erfolgte nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung unter Berücksichtigung des Arbeitsvermögens des Holzes unter Druckbeanspruchung. Dieser Weg führte zu höheren Traglasten als bei der Anwendung der Elastizitätstheorie II. Ordnung, wo die Traglast bereits als erreicht angesehen wird, wenn die Druckfestigkeit des Holzes am Rand des kritischen Querschnitts erreicht wird. Allerdings werden bei der Anwendung der Plastizitätstheorie wegen der zahlreichen Iterationen längere Rechenzeiten zur Traglastberechnung notwendig. Die Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Holzes erhöht insbesondere die charakteristische Tragfähigkeit unter kombinierter Druck- und Biegebeanspruchung.

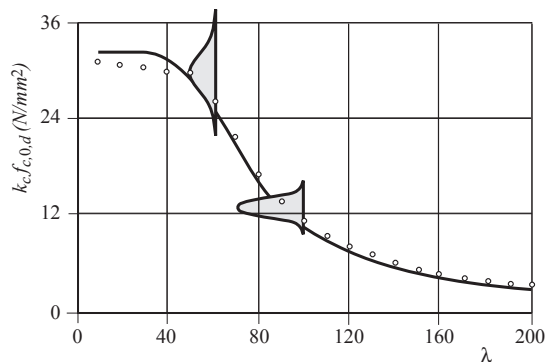


Bild D2-4 Dem Verlauf der charakteristischen Werte angepasste Näherungskurve. (STEP 1995 Beitrag B6)

Bild D2-5 stellt ein Biegemoment-Normalkraft-Interaktionsdiagramm für Rechteckquerschnitte dar. Die Gerade zeigt die Tragfähigkeit unter der Annahme elastisch-spröden Verhaltens, die durchgehende Kurve repräsentiert die charakteristische Tragfähigkeit, wenn das plastische Arbeitsvermögen des Holzes unter Druckbeanspruchung berücksichtigt wird. Die gestrichelte Linie ist die Bemessungsregel nach EC 5 für eine kombinierte Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment, wenn keine Knickgefahr besteht oder wenn die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung bestimmt wurden (vgl. Gleichungen (D1-13) und (D1-14)). Für knickgefährdete Bauteile unter kombinierter Druck- und Biegebeanspruchung ändert sich der Verlauf der Interaktionsbeziehung (durchgehende Kurve in Bild D2-5 für sehr gedrungene Bauteile) allmählich in eine fast lineare Beziehung für sehr schlanke Bauteile. Für die Bemessung gedrungener Stützen mit Schlankheitsgraden bis zu etwa 20 (entspricht $\lambda_{rel} = 0,3$) gilt die gestrichelte Linie in Bild D2-5, während für alle übrigen Fälle die einfache lineare Interaktion anzuwenden ist.

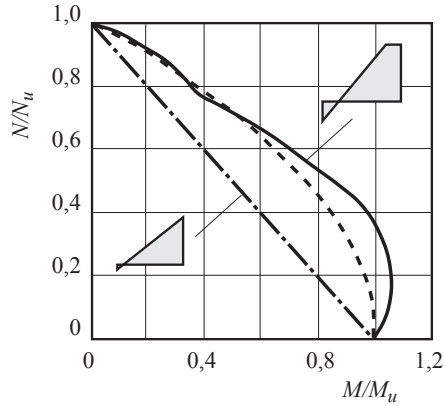


Bild D2-5 Biegemoment-Normalkraft-Interaktion. (STEP 1995 Beitrag B6)

Knickspannungslinien nach EC 5

Die in Bild D2-4 gezeigte Näherungskurve ergibt die für die Bemessung notwendigen Faktoren $k_{c,y}$ und $k_{c,z}$. Diese sind jedoch von der Schlankheit abhängig, weshalb zuerst Grenzwerte für die Schlankheitsgrade festgelegt werden müssen. Die bezogenen Schlankheitsgrade sind definiert durch:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \tag{D2-1}$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \tag{D2-2}$$

λ_y und $\lambda_{rel,y}$ sind bei einer Biegebeanspruchung um die y-Achse (Knicken in z-Richtung), λ_z und $\lambda_{rel,z}$ bei einer Biegebeanspruchung um die z-Achse (Knicken in y-Richtung) zu verwenden.

λ_y und λ_z sind die Schlankheiten, die sich nach der folgenden Gleichung für Knicken um die z- bzw. um die y-Achse ergeben, wobei sich die wirksamen Knicklängen ℓ_{ef} aus den Eulerfällen ergeben (siehe Abschnitt D2.2 und beispielhaft Bild D2-7), i = Trägheitsradius:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i} \tag{D2-3}$$

Falls $\lambda_{\text{rel},y} \leq 0,3$ und $\lambda_{\text{rel},z} \leq 0,3$, sollten folgende Bedingungen erfüllt werden, die den Nachweisen unter einer kombinierten Druck- und Biegebeanspruchung entsprechen, siehe Gleichungen (D1-13) und (D1-14):

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D2-4})$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D2-5})$$

In allen übrigen Fällen, also bei größeren Schlankheitsgraden, sollten die Spannungen die folgenden Bedingungen erfüllen, wobei nun die reduzierte Druckfestigkeit nach Bild D2-4 verwendet und von einer linearen Interaktion ausgegangen wird:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D2-6})$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D2-7})$$

Hierin bedeuten:

σ_m Biegespannung nach Theorie I. Ordnung

$$k_{c,y/z} = \frac{1}{k_{y/z} + \sqrt{k_{y/z}^2 - \lambda_{\text{rel},y/z}^2}}$$

$$k_{y/z} = 0,5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y/z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y/z}^2 \right)$$

β_c Beiwert für Bauteile, deren Vorkrümmungsamplitude die oben angegebenen Grenzwerte (Druckstäbe aus Brettschichtholz/LVL 1/500 und Druckstäbe aus Vollholz 1/300 der Länge) nicht überschreitet:

für Vollholz: $\beta_c = 0,2$

für Brettschichtholz und LVL: $\beta_c = 0,1$

Der Unterschied zwischen Voll- und Brettschichtholz bzw. LVL wird vor allem durch die kleineren Vorkrümmungsamplituden von Brettschichtholz- und LVL-Bauteilen sowie die kleineren Abweichungen der Querschnittsmaße von den Sollmaßen verursacht. Außerdem ist bei Stützen aus Brettschichtholz oder LVL sowohl der Mittelwert als auch der Variationskoeffizient der Holzfeuchte niedriger als bei Vollholzstützen. Eine höhere Holz-

feuchte verursacht eine Verringerung der Druckfestigkeit und daraus resultierend eine Abnahme der Tragfähigkeit von Stützen mit geringer bis mittlerer Schlankheit. Im Gegensatz dazu werden der Elastizitätsmodul und damit die Tragfähigkeit von sehr schlanken Stützen durch höhere Holzfeuchten wenig beeinflusst.

D2.2 Knicklängen

Knickspannungslinien für die Bemessung von Holzdruckstäben beschreiben in der Regel den Verlauf der Tragfähigkeit beidseits gelenkig gelagerter Stützen in Abhängigkeit von der Schlankheit. Bei der in Bild D2-1 dargestellten Stütze stimmt die Knicklänge mit der tatsächlichen Länge überein. Die Auflagerbedingungen wirklicher Druckstäbe unterscheiden sich allerdings häufig von den in Bild D2-1 gezeigten. Um auch in solchen Fällen mit abweichenden Auflagerbedingungen die in EC 5 angegebenen Knickspannungslinien verwenden zu können, wird das Konzept der wirksamen Knicklänge benutzt. Dieses Verfahren heißt auch „Ersatzstabverfahren“. Nachweise nach dem Ersatzstabverfahren enthält Abschnitt 6.3.2 des EC 5, Knicklängenbeiwerte für häufig in der Praxis vorkommende Fälle sind in NCI NA.13 angegeben.

Bauteile, bei denen sich die tatsächliche Länge von der Knicklänge unterscheidet, sind z. B. Füllstäbe von Fachwerkträgern. Die Gurte sind in der Praxis oft an den Außenkanten gegen Knicken ausgesteift. Dies bedeutet, dass die Füllstäbe in der Schwerlinie der Gurte nicht seitlich unverschieblich gehalten sind. Die Knicklänge der Füllstäbe entspricht dann etwa dem Abstand zwischen den Aussteifungen des Ober- bzw. Untergurtes und ist damit größer als der Abstand zwischen den theoretischen Fachwerkknotenpunkten.

Die Knicklänge oder wirksame Länge ℓ_{ef} eines durch Druckkräfte beanspruchten Bauteils ist definiert als die Länge einer beidseits gelenkig gelagerten Stütze mit denselben Steifigkeitseigenschaften und derselben elastischen Knicklast wie das betreffende Bauteil. Die Knicklänge kann als der Abstand zwischen zwei benachbarten Wendepunkten in der Knickbiegeline des druckbeanspruchten Bauteils dargestellt werden (siehe Bild D2-6). In der praktischen Anwendung wird oft ein Knicklängenbeiwert $\beta = \ell_{ef}/L$ verwendet, der das Verhältnis zwischen der Knicklänge ℓ_{ef} und der tatsächlichen Länge L des Bauteils angibt. Bild D2-7 zeigt die vier Eulerfälle, wobei die Knicklänge ℓ_{ef} für die verschiedenen idealen Auflagerbedingungen angegeben ist. In Anlage 3 wird der zweite Eulerfall (Pendelstütze) beispielhaft abgeleitet.

Im NA werden Näherungslösungen für Knicklängen verschiedener Tragwerksformen angegeben. In den Fällen, in denen die Grenzen der Anwendbarkeit der Näherungslösungen überschritten werden (z. B. bei größeren Vorkrümmungen), sollte das entsprechende Tragwerk nach Theorie II. Ordnung berechnet werden (und nicht nach dem Ersatzstabverfahren), d. h. die Gleichgewichtsbedingungen sollten am verformten System erfüllt werden.

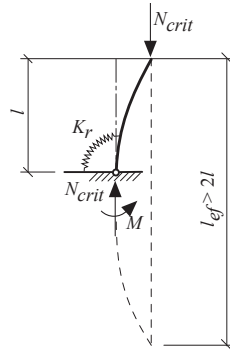


Bild D2-6 Knicklänge l_{ef} einer nachgiebig eingespannten Stütze. (STEP 1995 Beitrag B7)

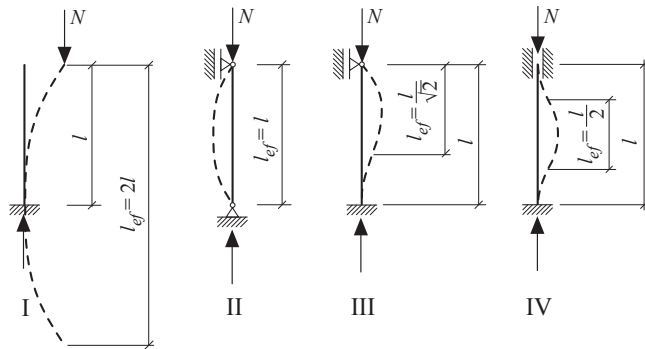


Bild D2-7 Knicklängen l_{ef} für verschiedene ideale Auflagerbedingungen (Eulerfälle I bis IV). (STEP 1995 Beitrag B7)

Einfluss der Nachgiebigkeit in biegesteifen Verbindungen

Da die Nachgiebigkeit in biegesteifen Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln die Knicklänge im Vergleich zu einem System mit starren Verbindungen erhöht, sollte ihr Einfluss bei der Bestimmung der Knicklängen in Holztragwerken berücksichtigt werden. Die Drehfedersteifigkeit K_r einer nachgiebigen Verbindung ist dabei definiert als das Moment, das eine Verdrehung von 1 rad in der Verbindung verursacht. Mit dem Verschiebungsmodul K_u des Verbindungsmittels wird die Drehfedersteifigkeit K_r berechnet zu:

$$K_r = \sum_{i=1}^n (K_u \cdot r_i^2) \tag{D2-8}$$

mit r_i dem Abstand zwischen dem Verbindungsmittel i und dem Schwerpunkt der Verbindung.

Als Beispiel wird die Knicklänge der in Bild D2-8 dargestellten Stütze unter Berücksichtigung der nachgiebigen Einspannung abgeleitet. Die Näherungslösungen für Knicklängen, die den Einfluss der Nachgiebigkeit in Verbindungen beinhalten, sind gültig, solange die Nachgiebigkeit die elastische Knicklast um nicht mehr als etwa 20% verringert.

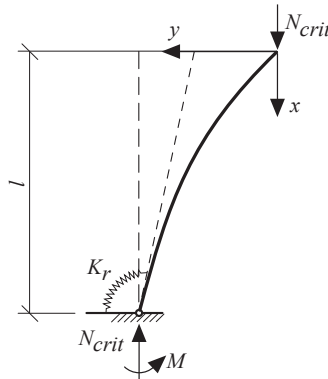


Bild D2-8 Stütze mit nachgiebiger Fuß einspannung im verformten Zustand. (STEP 1995 Beitrag B7)

Mit den Bezeichnungen in Bild D2-8 ergibt sich das Biegemoment M zu:

$$M(x) = N \cdot y(x) \quad (D2-9)$$

und die Differentialgleichung der Biegelinie zu:

$$E \cdot I \cdot y'' = -M(x) \quad (D2-10)$$

Daraus folgt die Differentialgleichung

$$y'' + \frac{N}{E \cdot I} \cdot y = 0 \quad (D2-11)$$

mit der Lösung:

$$y = A \cdot \sin(\mu \cdot x) \quad (D2-12)$$

Hierin ist

$$\mu = \sqrt{\frac{N}{E \cdot I}} \quad (D2-13)$$

Mit den Randbedingungen

$$M(x = \ell) = N \cdot y(x = \ell) = K_r \cdot y'(x = \ell) \quad (\text{D2-14})$$

folgt die Knickbedingung

$$(\mu \cdot \ell) \cdot \frac{E \cdot I}{\ell \cdot K_r} \cdot \tan(\mu \cdot \ell) = 1 \quad (\text{D2-15})$$

Eine analytische Lösung von Gleichung (D2-15) existiert nicht. Jedoch gilt für

$$-\frac{\pi}{2} < \mu \cdot \ell < \frac{\pi}{2} \quad (\text{D2-16})$$

die Näherungslösung

$$\tan(\mu \cdot \ell) \approx \frac{\mu \cdot \ell}{1 - \frac{4 \cdot \mu^2 \cdot \ell^2}{\pi^2}} \quad (\text{D2-17})$$

Wird die Näherungslösung der Gleichung (D2-17) in die Knickbedingung (D2-15) eingesetzt, ergibt sich die elastische Knicklast zu:

$$N_{\text{crit}} = \frac{1}{\frac{4 \cdot \ell^2}{\pi^2 \cdot E \cdot I} + \frac{\ell}{K_r}} \quad (\text{D2-18})$$

Verglichen mit der elastischen Knicklast des Eulerfalls II

$$N_{\text{crit}} = \frac{\pi \cdot E \cdot I}{\ell_{\text{ef}}^2} \quad (\text{D2-19})$$

ergibt sich der Knicklängenbeiwert β zu

$$\beta = \frac{\ell_{\text{ef}}}{\ell} = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{\ell \cdot K_r}} \quad (\text{D2-20})$$

Mit derselben Vorgehensweise lassen sich Knicklängenbeiwerte für andere statische Systeme wie z. B. Stützenreihen, Bögen oder Rahmen herleiten. Einige Knicklängenbeiwerte für solche Systeme enthält Anlage 3 (ohne Herleitung).

D2.3 Kippen

Hintergrund

Bei der Biegeträgerbemessung wird zunächst sichergestellt, dass eine ausreichende Tragfähigkeit und Steifigkeit für Biegung um die starke Achse, d. h. in der vertikalen Ebene vorhanden ist. Dies führt zu Querschnittsformen, bei denen die Steifigkeit in vertikaler Ebene oft viel größer ist als in horizontaler Ebene. Für Druckstäbe wurde gezeigt, dass in einem schlanken Tragglied bei axialer Druckkraft Knickversagen auftreten kann und das Bauteil dabei seitlich ausweicht. Bild D2-9 stellt das Verhalten eines schlanken, beidseitig gelenkig gelagerten Trägers unter Biegebeanspruchung in vertikaler Ebene dar. Dieses Verhalten, bei dem der Träger seitlich ausweicht und sich dabei verdreht, bezeichnet man als Kippen. Dieser Stabilitätsfall ist vergleichbar mit dem Ausknicken eines Druckstabes unter Längskraft, da die Belastung des Trägers in seiner steiferen vertikalen Ebene ein Versagen durch Kippen aus dieser Ebene heraus verursacht.

Das Biegemoment, unter dem der Träger instabil wird, bezeichnet man als kritisches Moment. Gleichungen für die kritischen Momente können Lehrbüchern entnommen werden, wie z. B. von Timoshenko und Gere (1961). Das im EC 5 verwendete kritische Moment wird in Anlage 4 hergeleitet. Dabei wird üblicherweise ein Träger mit ideal elastischem, isotropem Material angenommen. Hooley und Madsen (1964) haben nachgewiesen, dass diese Theorie auch auf Träger aus dem anisotropen Material Holz anwendbar ist.

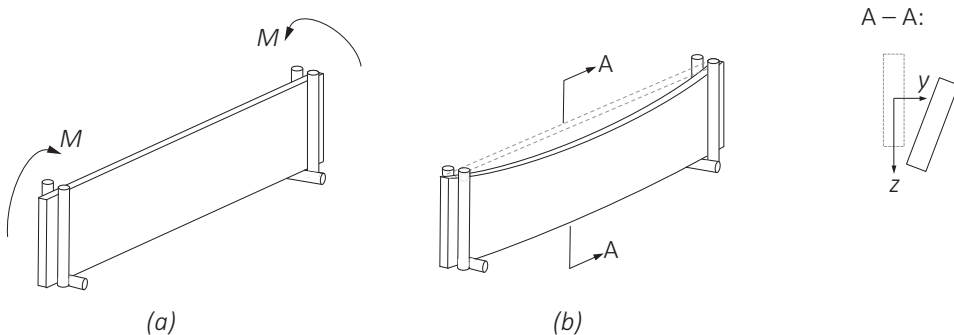


Bild D2-9 Kippen eines Einfeldträgers unter konstanter Momentenbeanspruchung. (a) Einfeldträger, (b) gekippter Träger. (STEP 1995 Beitrag B3)

Das kritische Moment für den idealen Träger nach Bild D2-9 mit $E \cdot I = \text{const.}$, beidseitiger Auflagerung in y - und z -Richtung sowie beidseitiger Gabellagerung an den Auflagern ergibt sich zu (die Herleitung von M_{crit} ist in Anlage 4 gezeigt):

$$M_{y,\text{crit}} = \frac{\pi}{\ell_{\text{ef}}} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_{\text{tor}}} \quad (\text{D2-21})$$

mit

I_z Flächenmoment 2. Grades um die entsprechende Achse

E Elastizitätsmodul des Materials

G Schubmodul des Materials

ℓ_{ef} wirksame Länge, hier der Abstand der Gabellagerungen

I_{tor} Torsionsflächenmoment 2. Grades des Trägerquerschnitts

Da der untere Quantilwert des kritischen Moments bestimmt werden soll, sind für die Steifigkeitskennwerte E und G die 5%-Quantile zu verwenden.

Für einen Holzträger mit Rechteckquerschnitt $b \times h$ berechnet sich die kritische Spannung aus dem kritischen Moment dividiert durch das Widerstandsmoment zu

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{M_{y,\text{crit}}}{W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{\text{tor}}}}{\ell_{\text{ef}} \cdot W_y} \quad (\text{D2-22})$$

Für homogenes Material gibt es jeweils nur einen Wert für den E-Modul E und den Schubmodul G , während bei Holz die Werte vom Winkel zwischen der Faser- und der Spannungsrichtung abhängen. Im Allgemeinen ist der Elastizitätsmodul parallel zur Faser einzusetzen und G wird zu $G = E/16$ für Nadelholz angenommen. Somit ergibt sich für rechteckige, schlanke Biegeträger mit hohem h/b -Verhältnis ($\alpha = 0,333$, siehe auch Tabelle D1-1) die kritische Spannung für Nadelholz zu:

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot \ell_{\text{ef}}} \cdot E_{0,05} \quad (\text{D2-23})$$

Laut NCI NA 13.3 dürfen jedoch bei gabelgelagerten Einfeldträgern die Einflüsse einer Nachgiebigkeit der Torsionseinspannung am Auflager, einer elastischen Bettung gegen Verschieben und einer elastischen Bettung gegen Verdrehen berücksichtigt werden. Diese Einflüsse wurden bei der Herleitung der in EC 5 verwendeten Gleichung für M_{crit} nicht berücksichtigt, siehe auch Anlage 4. Die entsprechenden Gleichungen sind im NA gegeben. Außerdem darf wegen der Homogenisierung von Trägern aus BS-Holz bei Torsion und Biegung um die schwache Achse das 5%-Quantil des Produkts aus E und G nach dem NA für Brettschichtholzträger um 40% erhöht werden.

Ähnliche Ausdrücke erhält man für andere Belastungsfälle, Lastanordnungen und Auflagerbedingungen. Für einen Einfeldträger mit Einzellast in Trägermitte mit Lastangriffspunkt in Höhe der Trägerachse ist die Gleichung für $\sigma_{m,crit}$ Gleichung (D2-22) sehr ähnlich und lediglich π wird durch 4,24 ersetzt. Das Verhältnis $\pi/4,24$ wird häufig als Faktor für ein äquivalentes konstantes Moment oder als m -Faktor bezeichnet. Er ist ein Maß für den Einfluss einzelner Momentenverläufe im Vergleich zum Grundfall mit konstantem Moment. Die Werte des m -Faktors für einige Lastfälle sind in Tabelle D2-1 zusammengestellt.

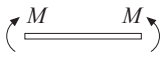


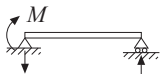


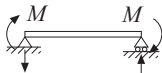


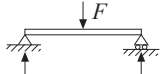


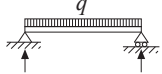


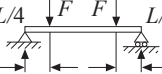


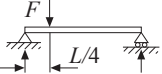


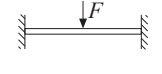


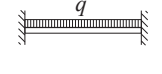


Im Allgemeinen erhöht sich die Seitenstabilität umso mehr, je mehr die Momentenlinie vom konstanten Verlauf abweicht. Im EC 5 werden gerundete m -Faktoren verwendet; $m = 0,9$ für Einfeldträger mit Gleichstreckenlast und $0,8$ für eine in der Mitte angreifende Einzellast. Auskragungen mit Gleichstreckenlast haben einen m -Faktor von $m = 0,5$, und für Auskragungen mit Einzellast am freien Kragende gilt $m = 0,8$. Einige weitere Faktoren für Tragsysteme und Belastungsarten sind im NA gegeben, womit Ersatzstablängen ermittelt werden können (Tabelle NA.25). Auch der Angriffspunkt der Last ist wichtig, da Lasten an der Oberkante eines schlanken Trägers eine destabilisierende Wirkung haben, während Lasten an der Trägerunterkante stabilisierend wirken. Dies wird in den bestehenden Nachweisen in Europa nicht berücksichtigt.

Selbstverständlich sind auch die Auflagerbedingungen wichtig. Gabellagerungen, die seitliches Ausweichen und Verdrehen des Trägers verhindern, erhöhen die Kippstabilität des Trägers (bzw. werden bei der Herleitung von M_{crit} vorausgesetzt). Die Verbesserung der Kippstabilität durch die Auflagerbedingungen drückt sich im Allgemeinen durch geringere Werte des m -Faktors aus. Kippen von Trägern ist ein umfangreiches Thema, das über den Rahmen dieses Beitrags hinausgeht. In Lehrbüchern wie z. B. von Timoshenko und Gere (1961) wird das Thema ausführlich dargestellt. Folgende Haupteinflüsse auf die Kippstabilität können aus den bisherigen Ausführungen abgeleitet werden:

- der Abstand der seitlichen Abstützungen,
- die seitliche Biegesteifigkeit EI_z des Trägers,
- die Torsionssteifigkeit GI_{tor} des Trägers,
- der Lastangriffspunkt,
- die Gabellagerung an den Trägerauflagern.

Die Tragfähigkeit eines kippgefährdeten Trägers kann durch den Einbau aussteifender Bauteile verbessert werden. Hauptanforderungen an die Aussteifungen sind eine ausreichende Steifigkeit, um seitliche Verformungen des Trägers wirksam zu verhindern und eine ausreichende Tragfähigkeit zur Übertragung der Abtriebskräfte (siehe auch Beitrag D9).

Tabelle D2-1 Faktoren für ein äquivalentes konstantes Moment nach Kirby und Nethercot (1979). Der Wert von 0,74 für den Lastfall "Einzellast auf Einfeldträger" entspricht $\pi/4,24$. (STEP 1995 Beitrag B3)

Lastfall	Tatsächliche Momentenlinie	m	Gleichwertige Momentenlinie
		1,00	
		0,57	
		0,43	
		0,74	
		0,88	
		0,96	
		0,69	
		0,59	
		0,39	

Kippstabilität im EC 5

Ähnlich den k_c -Werten bei Druckstäben wird auch bei Biegeträgern die Festigkeit rechnerisch mit einem Beiwert k_{crit} vermindert, der von der bezogenen Schlankheit $\lambda_{rel,m}$ und der oben definierten kritischen Biegespannung $\sigma_{m,crit}$ bestimmt wird. Der Beiwert k_{crit} wurde auf einer gänzlich anderen Grundlage hergeleitet als der Beiwert k_c . Die Werte für k_{crit} wurden für elastische Systeme, homogenes Material und für eine feste Ausmitte e von $\ell/500$ hergeleitet (siehe Anlage 4), während für die Herleitung von k_c die plastische Theorie zweiter Ordnung unter der Annahme stochastisch verteilter Ausmitten, Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften der Holzbauteile angewendet wurde (siehe Abschnitt D2.1).

Der Nachweis lautet also wie folgt:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d} \quad (\text{D2-24})$$

Für $\lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75$ ist der Träger nicht kippgefährdet:

$$k_{\text{crit}} = 1 \quad (\text{D2-25})$$

Für $0,75 < \lambda_{\text{rel},m} \leq 1,4$:

$$k_{\text{crit}} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{\text{rel},m} \quad (\text{D2-26})$$

Für $1,4 < \lambda_{\text{rel},m}$:

$$k_{\text{crit}} = \frac{1}{\lambda_{\text{rel},m}^2} \quad (\text{D2-27})$$

wobei der bezogene Schlankheitsgrad $\lambda_{\text{rel},m}$ für Biegung gegeben ist durch

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,\text{crit}}}} \quad (\text{D2-28})$$

Der Faktor k_{crit} in Abhängigkeit von $\lambda_{\text{rel},m}$ ist in Bild D2-10 dargestellt. Auf die Ähnlichkeit mit der Knickspannungs-Schlankheitsgrad-Linie für Druckstäbe wurde bereits hingewiesen.

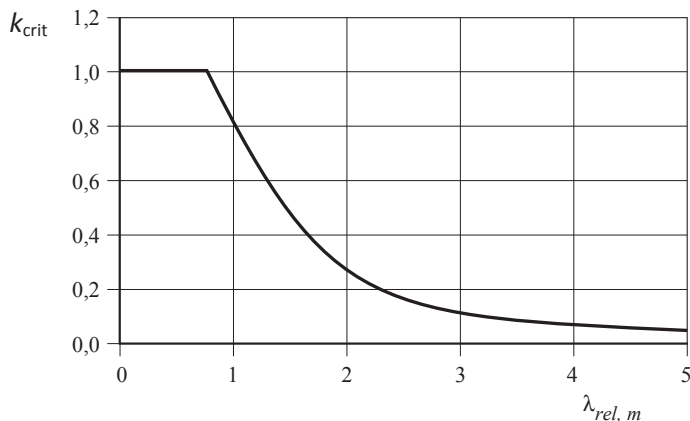


Bild D2-10 Faktor k_{crit} in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad $\lambda_{\text{rel},m}$. (STEP 1995 Beitrag B3)

Kombinierte Beanspruchungen

Bei Biegeträgern, die mit einem Biegemoment und gleichzeitig einer Normalkraft (Druck) belastet werden, muss ein kombinierter Nachweis (Gleichungen (D2-7) und (D2-29)) geführt werden:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{D2-29})$$

Bei einem gleichzeitigen Auftreten von Biegemomenten in y - und z -Richtung und Querschnittsverhältnissen von $h/b \leq 4$ gelten laut NA die folgenden Gleichungen (der Beiwert k_m aus Gleichungen (D1-9) bis (D1-14) wird hier nicht angesetzt):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{D2-30})$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{D2-31})$$

D2.4 Literatur

B.S. Choo, H.J. Blaß, Originalbeiträge B3, B6, B7, STEP 1995.

Blaß H.J. (1987). Tragfähigkeit von Druckstäben aus Brettschichtholz unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen. Dissertation Universität Karlsruhe.

Blaß H.J. (1988)a. Traglastberechnung von Druckstäben aus Brettschichtholz. Bauingenieur 63:245-251.

Blaß H.J. (1988)b. Einfluß des Kriechens auf die Tragfähigkeit von Holzdruckstäben. Holz als Roh- und Werkstoff 46:405-411.

Glos P. (1978). Zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens von Brettschichtholz bei Druckbeanspruchung aus Werkstoff- und Einwirkungskenngrößen. Dissertation, Technische Universität München.

Hooley R.F. und Madsen B. (1964). Lateral stability of glued laminated beams. Journal of the Structural Division ASCE, 3:201 - 218.

Kirby P.A. und Nethercot D.A. (1979). Design for structural stability. Constrado Monographs, Crosby Lockwood Staples, Granada Publishing.

Timoshenko S. und Gere J.M. (1961). Theory of elastic stability. McGraw-Hill Book Co. Inc. New York, NY., 2nd Edition.

D3 Einfluss des Volumens und der Spannungsverteilung

Originalbeitrag: F. Rouger

Beobachtungen bei zahlreichen Versuchen zeigen, dass die Festigkeit eines Materials mit zunehmender Größe der Prüfkörper abnimmt. Dieser sogenannte Volumen- oder Größeneffekt kann anschaulich damit erklärt werden, dass mit zunehmender Größe eines Bauteils auch die Anzahl der Fehlstellen (Äste, Keilzinkenverbindungen...) zunimmt. Damit erhöht sich die Anzahl potentieller Bruchstellen, und diejenige Stelle mit dem geringsten Verhältniswert aus Festigkeit zu Beanspruchung wird das Versagen verursachen. Der Volumeneffekt tritt nur bei spröden Versagensmechanismen (Zug, Schub) auf, da bei duktilem (plastischem) Verhalten (Druckbeanspruchung) Lastumlagerungen stattfinden können, die den Einfluss der Fehlstellen auf die Festigkeit deutlich verringern. Weibull (1939) stellte eine Theorie vor, die den Einfluss des beanspruchten Bauteilvolumens und der Spannungsverteilung in diesem Volumen auf die Festigkeit von homogenen und isotropen Materialien mit sprödem Versagen beschreibt. Obwohl Holz weder homogen noch isotrop ist, kann die Weibull-Theorie auch auf Holz angewendet werden (Colling, 1986). In Denzler (2007) sind auch weiterführende Theorien zu finden, die auf die Unzulänglichkeiten der Weibull-Theorie für das Material Holz eingehen. Für den Holzbauingenieur gilt, dass der Volumeneffekt auf jeden Fall bei sprödem Versagen, vor allem bei Querkzugversagen, berücksichtigt werden muss. Praktisch bedeutet dies, dass der Volumeneffekt bei Satteldachträgern mit geradem oder gekrümmtem Untergurt sowie bei gekrümmten Trägern von besonderer Wichtigkeit ist, da bei diesen Trägerarten bedingt durch ihre Geometrie hohe Querkzugspannungen im Firstbereich entstehen.

D3.1 Theorie

Die Theorie des schwächsten Gliedes wurde von Pierce (1926), Tucker (1927) und Weibull (1939) entwickelt, die sprödes Material wie z. B. Beton untersuchten. Diese Theorie besagt, dass "eine Kette unter Zugbeanspruchung so stark ist wie ihr schwächstes Glied". Um diese Theorie zu erklären, wird ein zugbeanspruchtes Einheitsvolumen betrachtet. Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f dieses Volumens ist gegeben durch:

$$P_f = F(\sigma) = \text{Wahrscheinlichkeit}(\text{Festigkeit} \leq \sigma) \quad (\text{D3-1})$$

wobei $F(\sigma)$ die Verteilungsfunktion der Festigkeit σ ist, Bild D3-1 und Bild D3-2 links.

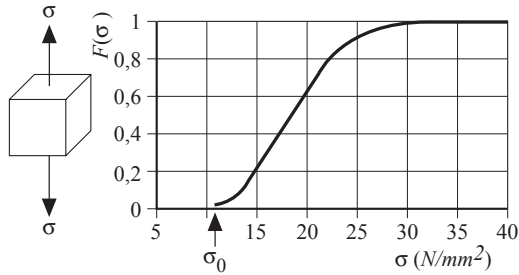


Bild D3-1 Verteilungsfunktion für das Versagen eines Einheitsvolumens. (STEP 1995 Beitrag B1)

Wird nun eine Kette aus N Gliedern betrachtet, wobei jedes Glied ein Einheitsvolumen darstellt, wird dieses System nur dann überleben, wenn jedes Glied überlebt, d. h.:

$$P_s = P_s(1) \cdot P_s(2) \cdot \dots \cdot P_s(N) = [1 - P_f(1)] \cdot [1 - P_f(2)] \cdot \dots \cdot [1 - P_f(N)] \quad (D3-2)$$

P_s ist die Überlebenswahrscheinlichkeit des Systems und $P_s(i)$ die Überlebenswahrscheinlichkeit eines einzelnen Elementes i . Aus Gleichung (D3-2) und unter der Annahme, dass die Einheitsvolumen die gleichen Versagenswahrscheinlichkeiten aufweisen und dass das Auftreten des Versagens in sämtlichen Einheitsvolumen unabhängig voneinander ist (weshalb die Potenz mit dem Exponenten N gebildet werden kann), folgt die Versagenswahrscheinlichkeit des Systems zu:

$$P_f = 1 - P_s = 1 - [1 - F(\sigma)]^N = 1 - e^{N \ln(1 - F(\sigma))} \approx 1 - e^{-N \cdot F(\sigma)} \quad (D3-3)$$

Die Vereinfachung ist gültig, da $F(\sigma)$ klein ist.

Nun wird angenommen, dass die Festigkeitsverteilung eines Einheitsvolumens ($F(\sigma)$ aus Bild D3-1) im unteren Bereich eine Exponentialfunktion mit einem unteren Grenzwert σ_0 angepasst werden kann, d. h.

$$F(\sigma) = \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{m} \right)^k \quad \text{mit } \sigma \geq \sigma_0 \quad (D3-4)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit des Systems, also eines Bauteils aus mehreren infinitesimal kleinen Einheitsvolumen dV , lässt sich dann folgendermaßen ausdrücken:

$$P_f(\sigma) = 1 - e^{-N \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{m} \right)^k} = 1 - e^{-N \int_V \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{m} \right)^k dV} \quad (D3-5)$$

Wenn nun eine konstante Spannungsverteilung im Bauteilvolumen angenommen wird, lässt sich Gleichung (D3-5) wie folgt vereinfachen:

$$P_f(\sigma) = 1 - e^{-V \cdot \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{m}\right)^k} \quad (\text{D3-6})$$

Gleichung (D3-6) wird als drei-Parameter Weibull-Verteilung bezeichnet. Sie geht für $\sigma_0 = 0$ in die zwei-Parameter Weibull-Verteilung über. Die Parameter m und k können aus dem Mittelwert von σ , $E(\sigma)$, und dem Variationskoeffizienten von σ , $\text{COV}(\sigma)$, abgeschätzt werden. Der Parameter k wird auch Formparameter genannt und bestimmt das "Aussehen" der Weibull-Verteilung; für $k = 1$ erhält man z. B. die Exponentialverteilung und für $k = 2$ die Rayleigh-Verteilung. Der Parameter m ist der Skalierungsparameter. Die drei-Parameter Weibull-Verteilung (D3-6) ist jedoch nicht nur von den Parametern k und m abhängig, sondern auch vom Volumen V . Bild D3-2 zeigt die Verteilungs- und die Dichtefunktion der zweiparametrischen Weibull-Verteilung.

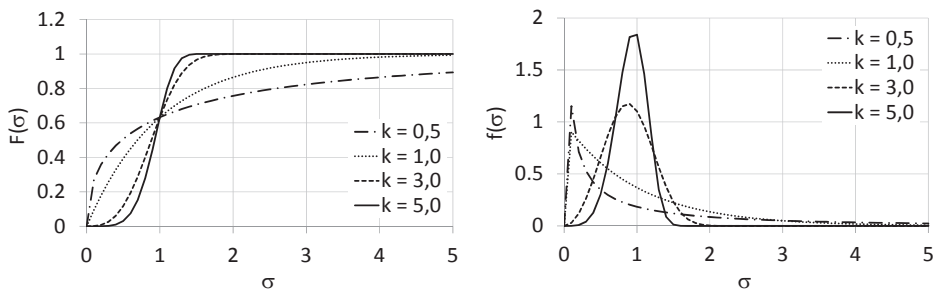


Bild D3-2 Verteilungsfunktion (links) und Dichtefunktion (rechts) einer zweiparametrischen Weibull-Verteilung, $\sigma_0 = 0$, $V = m = 1,0$.

Die Weibull-Verteilung kann also z. B. verwendet werden, um die Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom beanspruchten Volumen zu erklären, wenn angenommen wird, dass die Versagenswahrscheinlichkeiten P_f zweier Prüfkörper gleich groß sind. Für den Prüfkörper mit Volumen V_1 und einer gegebenen Versagenswahrscheinlichkeit $P_f(\sigma_1)$ unter der Zugbeanspruchung σ_1 und einem zweiten Prüfkörper mit Volumen V_2 und $P_f(\sigma_2)$ unter der Zugbeanspruchung σ_2 ergibt ein Vergleich der charakteristischen Festigkeitswerte dieser beiden Volumen:

$$P_f(\sigma_1) = P_f(\sigma_2) \Rightarrow V_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{m}\right)^k = V_2 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{m}\right)^k \Rightarrow \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{\frac{1}{k}} \quad (\text{D3-7})$$

Diese Gleichung ist die Grundlage zur Erklärung des Größeneffektes.

Liegen keine gleichmäßig verteilten Zugspannungen vor, sind für andere Spannungsverteilungen diese Gleichungen folgendermaßen zu modifizieren:

$$\sigma(x,y,z) = \sigma \cdot w(x,y,z) \quad (\text{D3-8})$$

dabei ist σ die maximale Spannung im Volumen V und $w(x,y,z)$ die räumliche Verteilungsfunktion der Spannung.

Die zwei-Parameter Weibull-Verteilungsfunktion ($\sigma_0 = 0$) kann dann ausgedrückt werden als:

$$P_f(\sigma) = 1 - e^{-V^* \left(\frac{\sigma}{m}\right)^k} \quad (\text{D3-9})$$

wobei V^* definiert wird als:

$$V^* = \int_V (w(x,y,z))^k dV \quad (\text{D3-10})$$

Diese Methode der Berechnung des Einflusses der Spannungsverteilung wurde von Larsen (1986) und Colling (1986) angewandt, um den Einfluss des Volumens und der Spannungsverteilung auf die Schubfestigkeit und die Querkzugfestigkeit in gekrümmten Trägern und Satteldachträgern abzuschätzen. Larsen verwendet den sogenannten "Verteilungsbeiwert" (distribution), um den Einfluss der Spannungsverteilung auf die Festigkeit zu erfassen:

$$k_{\text{dis}} = \frac{V}{(V^*)^{\frac{1}{k}}} \quad (\text{D3-11})$$

Der Beiwert k_{dis} wird also verwendet, um Bemessungsspannungen bei Querkzugbeanspruchung bei unterschiedlichen Belastungsanordnungen zu berechnen:

$$f_{t,90,d} = k_{\text{vol}} \cdot k_{\text{dis}} \cdot f_{t,90,d}^* \quad \text{mit} \quad k_{\text{vol}} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{\frac{1}{k}} \quad (\text{D3-12})$$

wobei $f_{t,90,d}^*$ auf ein Bezugsvolumen V_0 unter gleichmäßiger Spannung bezogen ist (und damit der nominellen Festigkeit entspricht, die anhand von Versuchskörpern mit bestimmter Geometrie und damit einem bestimmten Volumen V_0 ermittelt wurde). Nun müssen noch die Beiwerte bestimmt werden, vor allem der Formparameter k .

D3.2 Forschungsergebnisse

Es gibt zahlreiche veröffentlichte Versuchsdaten, die den Größeneffekt bei Bauholz erklären. Die Ergebnisse sind teilweise widersprüchlich (Barrett und Lam, 1992; Madsen, 1992), was folgende Ursachen haben könnte:

- Der Größeneffekt wird durch die Spröbruchtheorie erklärt, die für Zug parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung (Barrett, 1974; Colling, 1986) und für Schub (Foschi und Barrett, 1976; Foschi, 1985; Colling, 1986) anwendbar ist. Bei Druck- und insbesondere bei Biegebeanspruchung mit einem kombinierten Versagensmechanismus aus Druck- und Zugbeanspruchung ist diese Theorie nicht ohne weiteres anwendbar.
- Der Größeneffekt geht von der gleichen Versagenswahrscheinlichkeit der "Einheitsvolumen" aus. Diese Annahme muss nicht für alle Holzarten zutreffen, insbesondere wenn die Äste nicht zufällig im Holzvolumen verteilt sind.
- Besonders bei visuell sortiertem Holz nehmen die Maße der Holzfehler mit den Holzabmessungen zu. Dies bedeutet, dass sich mit den Abmessungen das Material verändert, wodurch ein reiner Größeneffekt verfälscht wird. Insbesondere können die Größeneffekte bei Verwendung unterschiedlicher Holzqualitäten durch einen "Sortiereffekt" überlagert sein. Denzler (2007) unterscheidet deshalb in direkte (Abmessungen) und indirekte (Ästigkeit) Größeneffekte. Die Kombination der beiden Effekte als gemessener wirksamer Größeneffekt ist signifikant von der Sortierung (Sortierung beeinflusst Ästigkeit) und den Prüfbedingungen abhängig.
- Werden Versuche mit konstantem Längen- zu Höhenverhältnis durchgeführt, besteht der Größeneffekt aus einer Kombination aus Längen- und Höheneffekt (Barrett und Fewell, 1990). Diese beiden Effekte lassen sich so nicht getrennt feststellen.

Vor allem um die starke Anisotropie des Holzes zu berücksichtigen, wurde der Größeneffekt nach Weibull unterteilt in einen Längen- und einen Höheneffekt. In Tabelle D3-1 sind folgende Parameter für Größeneffekte bei Biegebeanspruchung zusammen gestellt.

Der Längensexponent S_L (d. h. Bauteile derselben Höhe $h_1 = h_2$) ergibt sich aus:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^{\frac{1}{k_L}} = \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^{S_L} \quad (\text{D3-13})$$

Der Höhenexponent S_h (d. h. Bauteile derselben Spannweite $L_1 = L_2$) ergibt sich aus:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{\frac{1}{k_h}} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{S_h} \quad (\text{D3-14})$$

Der Größenexponent S_R (d. h. Bauteile mit konstantem Längen- zu Höhenverhältnis $L_1/h_1 = L_2/h_2$) ergibt sich aus:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \left(\frac{L_1}{L_2}\right)^{S_L} \cdot \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{S_h} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{S_L} \cdot \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{S_h} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{S_L+S_h} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{S_R} \quad (\text{D3-15})$$

Zusätzliche Versuchsergebnisse für Brettschichtholz mit deutlich geringerem Probenumfang wurden von Ehlbeck und Colling (1990) veröffentlicht. Aus Simulationsrechnungen zur Biegefestigkeit von Brettschichtholz wurde ein Wert $S_R=0,12$ (Frese und Blaß, 2009) ermittelt. Der Größeneffekt bei Brettschichtholz ist kleiner als bei Vollholz, da eventuell der sog. "Laminierungseffekt" die Festigkeit erhöht. (Laminierungseffekt siehe Abschnitt B6.2)

Bei Zugbeanspruchung ergeben sich geringfügig andere Ergebnisse als bei Biegebeanspruchung, da hier eher ein Spröbruchverhalten vorliegt, siehe auch Tabelle D3-2. Aus Simulationsrechnungen, wiederum an Brettschichtholz, resultiert für Zugbeanspruchung $S_L = 0,11$ (Frese et al., 2010).

Tabelle D3-1 Größenfaktoren bei Biegebeanspruchung.

	S_L	S_h	S_R
Barrett und Lam (1992), Vollholz	0,17	0,23	0,40
Madsen (1992), Vollholz	0,20	0,00	0,20
Ehlbeck und Colling (1990), BS-Holz	0,15	0,15	0,30

Tabelle D3-2 Größenfaktoren bei Zugbeanspruchung, Vollholz.

	S_L	S_h	S_R
Barrett und Lam (1992)	0,17	0,23	0,40
Madsen (1992)	0,20	0,10	0,30

Tabelle D3-1, Tabelle D3-2 und die Simulationsergebnisse von Frese zeigen, dass Größenfaktoren von Vollholz etwa einen Wert von 0,2 haben (entspricht einem Formparameter k von 5) und für BS-Holz etwas niedriger sind, etwa 0,1. Genau diese beiden Werte finden sich im Höhenfaktor k_h wieder, der bereits in Abschnitt D1.1 angesprochen wurde und der für Längszug- und Biegefestigkeiten herangezogen werden kann.

Obwohl sich die Ergebnisse unterscheiden, beweisen sie den Größeneffekt ($\rightarrow k_h, k_{vol}$) für viele Beanspruchungsarten mit einem zusätzlichen Spannungsverteilungsfaktor ($\rightarrow k_{dis}$), der in der gleichen Größenordnung liegen kann. Für die praktische Anwendung wurden diese Näherungen, insbesondere die Einflüsse aus der Spannungsverteilung, weiter vereinfacht.

D3.3 Größen und Spannungsverteilungseffekt nach EC 5

Größeneffekte werden durch Modifizierung der in EN 338 festgelegten charakteristischen Festigkeiten berücksichtigt. Die charakteristischen Werte der Biege- und Zugfestigkeit beziehen sich auf eine Bezugshöhe von 150 mm für Vollholz und auf 600 mm für Brett-schichtholz³. Für Höhen, die kleiner sind als diese Bezugswerte, sind die Festigkeitswerte mit einem Größenbeiwert zu multiplizieren, der durch einen oberen Festwert begrenzt wird. Dies bedeutet, dass der Größeneffekt nur in einer Richtung verwendet werden muss (Bild D3 3). Dies wurde bereits im vorherigen und in Abschnitt D1.1 erwähnt.

Für Vollholz :

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \\ 1,3 \end{array} \right. \quad (D3-16)$$

Für Brett-schichtholz :

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right. \quad (D3-17)$$

wobei h die Trägerhöhe ist.

³ d. h. die Versuchskörper, anhand derer die charakteristischen Festigkeiten ermittelt wurden, waren 150 mm bzw. 600 mm hoch.

Da der Größeneffekt signifikant von der Sortierung und den Prüfbedingungen abhängig ist, sind die Gleichungen (D3-16) und (D3-17) immer wieder in der Diskussion (in der DIN 1052:2008 z. B. gab es k_h bei Vollholz nicht). Außerdem ist bei Biegebeanspruchung kein rein sprödes Verhalten vorhanden. Deshalb kann ein echter Größeneffekt nur sehr schwer ermittelt werden. Durch die Art der Sortierung und Klassifizierung von Vollholz in Europa ist der Größeneffekt teilweise bereits in den ermittelten charakteristischen Werten enthalten.

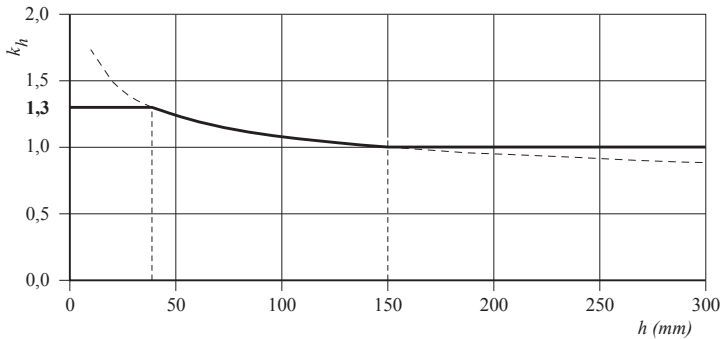


Bild D3-3 Größenfaktor für Vollholz bei Biegung und Zug nach EC 5 (durchgezogene Linie) und nach Theorie (gestrichelte Linie). (STEP 1995 Beitrag B1)

Vor allem bei der Bemessung von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern ist es jedoch unstrittig und wichtig, einen Volumen- und Spannungsverteilungseffekt im Firstbereich zu berücksichtigen, da dort bedingt durch die Geometrie hohe Querzugspannungen bei häufig gleichzeitig vorhandenem großen Volumen entstehen. Folgende Bedingung ist im Firstbereich für Träger aus BS-Holz oder Furnierschichtholz zu erfüllen (siehe auch Gleichungen (D3-12) und (D4-15)):

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} = k_{dis} \cdot \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d} \quad (D3-18)$$

dabei ist

k_{dis} Spannungsverteilungsfaktor (siehe auch Gleichung (D3-11)), der wie folgt festgelegt ist:

$k_{dis} = 1,4$ für gekrümmte Träger und Satteldachträger mit geradem Untergurt

$k_{dis} = 1,7$ für gekrümmte Satteldachträger

k_{vol} Volumenfaktor, $k_{vol} = 1,0$ für Vollholz

V_0 Bezugsvolumen von $0,01 \text{ m}^3$

V querzugbeanspruchtes Volumen im Firstbereich, Definition siehe Bild 6.9 in EC 5

Interessant ist hier noch die Tatsache, dass der Nachweis in Gleichung (D3-18) in der DIN 1052 ein etwas anderes Format hatte:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot \left(\frac{h_0}{h_{ap}} \right)^{0,3} \cdot f_{t,90,d} \quad (D3-19)$$

In DIN 1052 wurde also über $(h_0/h_{ap})^{0,3}$ ein Höheneffekt berücksichtigt und nicht ein Volumeneffekt wie in EC 5 mit $(V_0/V)^{0,2}$, was auch den anderen Formparameter $k = 10/3$ in DIN 1052 erklärt. In der DIN 1052 waren der Beiwert für die Längsverteilung der Querspannungen k_{dis} , die Bezugshöhe h_0 , der Exponent 0,3 und der Bemessungswert der Querspannung $f_{t,90,d}$ so aufeinander abgestimmt, dass der Vergleich mit dem Größtwert $\sigma_{t,90,d}$ eine ausreichend kleine Versagenswahrscheinlichkeit ergab. Die Gründe, einen Höhen- anstatt einen Volumeneffekt zu berücksichtigen, lag in der leichteren Handhabung, da die Trägerhöhe h_{ap} im Firstbereich einfach einzusetzen ist, während das Volumen V erst ermittelt werden muss.

D3.4 Literatur

F. Rouger, Originalbeitrag B1, STEP 1995.

Barrett J.D. und Fewell A.R. (1990). Size factors for the bending and tension strength of structural lumber. Paper 23-10-3, CIB-W18 Meeting 23, Lisbon.

Barrett J.D. und Lam F. (1992). Size effects in visually graded softwood structural lumber. Paper 25-6-5, CIB-W18 Meeting 25, Ahus.

Barrett J.D. (1974). Effect of size on tension perpendicular to grain strength of Douglas Fir. Wood and Fiber 6(2):126-143.

Colling F. (1986). Influence of volume and stress distribution on the shear strength and tensile strength perpendicular to grain. Paper 19-12-3, CIB-W18 Meeting 19, Florence.

Denzler J.K. (2007). Modellierung des Größeneffektes bei biegebeanspruchtem Fichtenschnittholz. Dissertation, Technische Universität München.

Ehlbeck J. und Colling F. (1990). Bending strength of glulam beams, a design proposal. Paper 23-12-1, CIB-W18 Meeting 23, Lisbon.

Foschi R.O. (1985). Longitudinal shear design of glued laminated beams. Paper 18-10-2, CIB-W18, Beit Oren.

Foschi R.O. und Barrett J.D. (1975). Longitudinal shear strength of Douglas Fir. Canadian Journal of Civil Engineering, 3(2):198-208.

Frese M. und Blaß H.J. (2009). Bending strength of spruce glulam. European Journal of Wood and Wood Products 67:277-286.

Frese M., Chen Y. und Blaß H.J. (2010). Tensile strength of spruce glulam. European Journal of Wood and Wood Products 68:257-265.

Larsen H.J. (1986). EC 5 and CIB structural timber design code. Paper 19-102-2, CIB-W18 Meeting 19, Florence.

Madsen B. (1992). Structural behaviour of timber. Timber Engineering Ltd., Vancouver.

Pierce F.T. (1926). Tension tests for cotton yarn. Journal of the Textile Institute, S. T155-T368.

Tucker J. (1927). A study of compressive strength dispersion of material with applications. Journal of the Franklin Institute 204:751-781.

Weibull W. (1939). A statistical theory of the strength of materials. Royal Swedish Institute for Engineering Research N. 141, S.45.

D4 Bauteile mit veränderlichem Querschnitt oder gekrümmter Form

Originalbeiträge: J. Ehlbeck, J. Kürth, H.J. Larsen

Brettschichtholzträger werden oft mit veränderlicher Trägerhöhe mit oder ohne Krümmung ausgeführt, um architektonischen Gesichtspunkten zu genügen, um satteldachförmige Dächer und möglichst große Innenräume zu erhalten oder um die Außenwandhöhe an den Auflagern zu verringern. Die am häufigsten verwendeten Trägerformen sind der Pultdachträger, der gekrümmte Träger konstanter Höhe, der Fischbauchträger und der Satteldachträger mit geradem oder gekrümmtem Untergurt (siehe Bild D4-1), wobei Fischbauch- und Satteldachträger die beste Materialausnutzung aufweisen, da die Höhe der Träger der Momentenlinie folgt. Manche Trägerformen haben weiterhin den Vorteil, dass die Sekundärbauteile oder Dachscheiben direkt aufgebracht werden können und Futterhölzer zum Herstellen einer Mindestdachneigung nicht benötigt werden. Die Neigung sollte in der Regel nicht mehr als 10° betragen. Der im NA gegebene Grenzwert ist mit 24° unrealistisch hoch.

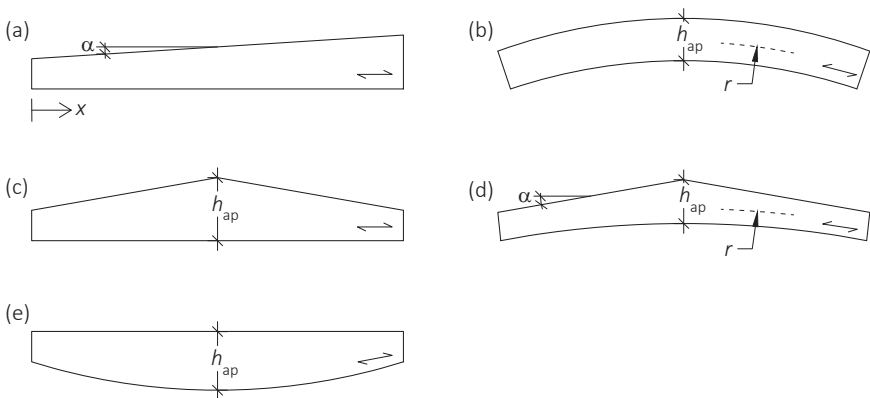


Bild D4-1 (a) Pultdachträger, (b) gekrümmter Träger konstanter Höhe, Satteldachträger mit (c) geradem Untergurt und (d) gekrümmtem Untergurt, (e) Fischbauchträger.

Pulldachträger

Die Biegespannungsverteilung in Bereichen mit veränderlicher Trägerhöhe $h(x)$ ist bereits aufgrund der Trägergeometrie nichtlinear, da durch die Neigung des Trägerrandes zusätzliche Schubspannungen $\vec{\tau}_{zx}$ und Querspannungen σ_z entstehen, siehe Bild D4-2, die zu einer Erhöhung der Biegespannung am faserparallelen Rand führen und somit zu einer insgesamt nichtlinearen Verteilung wie sie auch in Bild D4-3 gezeigt ist. Bei kleinen Neigungswinkeln α bis ungefähr $\alpha \leq 10^\circ$ ist diese Nichtlinearität jedoch klein (Herleitungen siehe Petersen (1993), Abschnitt 26.7). Somit können die Biegerandspannungen vereinfachend nach der technischen Biegelehre ermittelt werden.

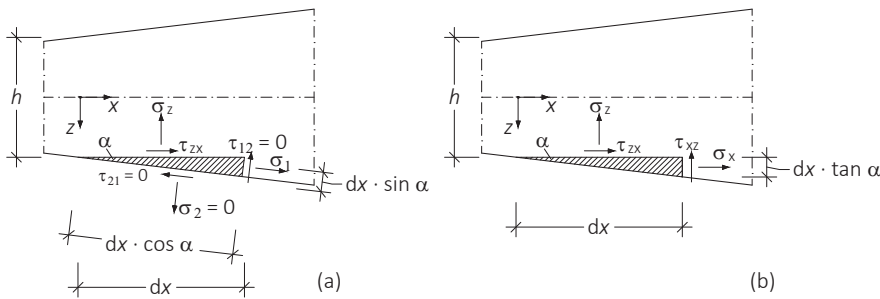


Bild D4-2 Spannungen am schrägen Rand; (a) Schnittkanten normal zum Rand und horizontal, (b) Schnittkanten vertikal und horizontal. (nach Petersen 1993, Bild 57)

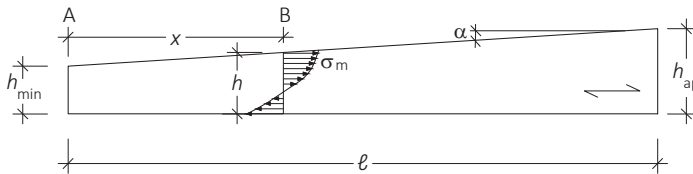


Bild D4-3 Pulldachträger mit Trägerbreite b . (STEP 1995 Beitrag E4)

Zusätzlich zu der Geometrie hat auch die Anisotropie des Holzes Einfluss auf die Spannungsverteilung. Dieser Einfluss lässt sich mit der technischen Biegelehre nicht zufriedenstellend erfassen. Er kann jedoch näherungsweise auf der Grundlage der anisotropen Scheibentheorie unter Berücksichtigung der Verhältnisse E_0/E_{90} und E_0/G sowie der Querdehnzahl berechnet werden (Blumer, 1979).

Der dritte Einflussfaktor ist die Tatsache, dass durch die Form und die Herstellung Bereiche mit angeschnittenen Holzfasern auftreten. Da im Bereich eines schrägen Randes außer den Längsspannungen noch zusätzliche Quer- und Schubspannungen σ_z und $\vec{\tau}_{zx}$ in Abhängigkeit vom Faseranschnittwinkel α entstehen (Bild D4-2), bedeutet dies für den angeschnittenen Rand, dass dort die sehr viel niedrigeren Steifigkeiten und Festigkeiten

bei Beanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung und durch Schub aktiviert werden, siehe Bild D4-4. An einem angeschnittenen Biegezugrand entstehen Querkzugspannungen, an einem Biegedruckrand Querdruckspannungen. Angeschnittene Holzfasern werden grundsätzlich besser im Druckbereich der Biegeträger angeordnet, damit im Zugbereich die Lamellen parallel zum Trägerrand verlaufen. Bei der Bemessung wird diese sogenannte Spannungskombination durch eine Reduzierung des Bemessungswertes der Biegefestigkeit f_m mit einem Faktor $k_{m,\alpha}$ berücksichtigt. Außerdem muss für Träger mit veränderlicher Querschnittshöhe der maßgebende Querschnitt identifiziert werden, in dem die Biegespannungen maximal werden. Die Festigkeit des Trägers in Bild D4-3 muss also in zwei Querschnitten überprüft werden: im Querschnitt A, in dem die Schubspannungen, und im Querschnitt B, in dem die Biegespannungen am größten sind.

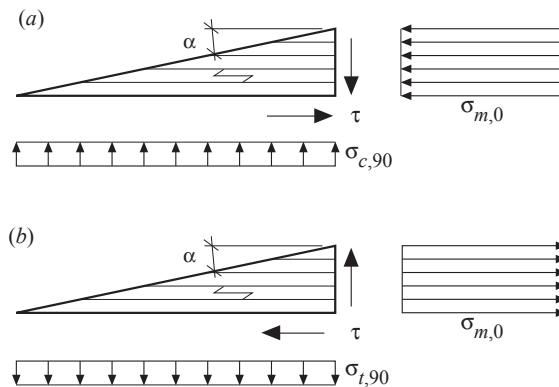


Bild D4-4 Längs-, Quer- und Schubspannungen am geneigten Rand mit angeschnittenen Fasern mit (a) Biegedruckspannungen und (b) Biegezugspannungen. (STEP 1995 Beitrag B8)

Satteldachträger mit geradem Untergurt

Satteldachträger mit geradem Untergurt (Bild D4-5) sind eine Erweiterung von Pultdachträgern, besitzen jedoch einen First, an dem die Normalspannungen umgelenkt werden müssen. Dadurch entstehen hohe Querkzugspannungen, die nicht vernachlässigt werden können. Bei Satteldachträgern muss also wie bei Pultdachträgern die Festigkeit in zwei Querschnitten überprüft werden (Querschnitt A und Querschnitt B, siehe Bild D4-5). Zusätzlich muss noch die Querkzugspannung im Firstquerschnitt überprüft werden sowie die Biegespannung im Firstquerschnitt. Diese Biegespannung ist vom Neigungswinkel α abhängig wie Spannungsberechnungen anhand der anisotropen Scheibentheorie gezeigt haben (Blumer (1979)). Beide zusätzlichen Spannungskomponenten müssen auch bei gekrümmten Trägern nachgewiesen werden; ihre Entstehung wird im Folgenden für beide Trägerformen erklärt.

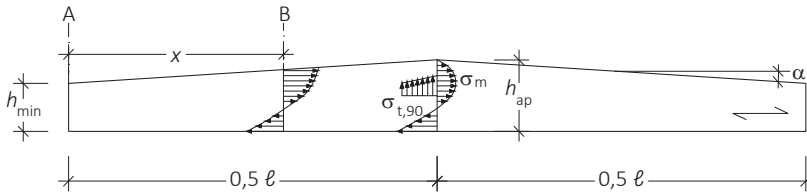


Bild D4-5 Satteldachträger mit Trägerbreite b . (STEP 1995 Beitrag E4)

Gekrümmte Träger

Im Gegensatz zu Pultdachträgern und Satteldachträgern besitzen gekrümmte Träger mit konstantem Querschnitt keinen angeschnittenen Rand und keine veränderliche Querschnittshöhe. Jedoch sind auch hier die Biegespannungen, unabhängig von dem verwendeten Material und wiederum begründet in der Trägerform, nichtlinear. Bild D4-6 zeigt zur Verdeutlichung die Biegespannungsverteilung an einem Abschnitt eines gekrümmten Trägers. Da die Innenfasern erheblich kürzer als die Außenfasern sind, gilt für die Randdehnungen unter der Voraussetzung der Hypothese von Bernoulli vom Ebenbleiben der Querschnitte und der Annahme der Nulllinie im Schwerpunkt:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta d \cdot l_i}{d \cdot l_i} > \frac{\Delta d \cdot l_o}{d \cdot l_o} = \varepsilon_o \quad (\text{D4-1})$$

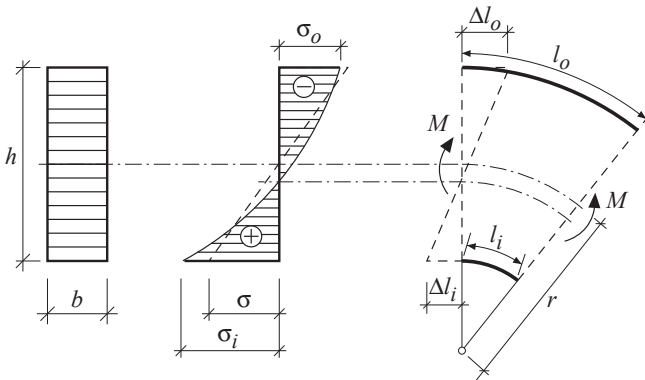


Bild D4-6 Verteilung der Biegespannungen in einem gekrümmten Träger. (STEP 1995 Beitrag B8)

Daraus folgt mit dem Hooke'schen Gesetz, dass die innere Biegerandspannung $|\sigma_i|$ größer ist als die äußere $|\sigma_o|$. Damit das Kräftegleichgewicht im Querschnitt erfüllt bleibt, muss sich die Lage der Nulllinie von der Schwerlinie zum Innenrand verschieben, wodurch sich eine nichtlineare, hyperbolische Spannungsverteilung ergibt. Die größte

Biegespannung in einem symmetrischen Einfeldträger unter Gleichstreckenlast tritt am Innenrand des Firstquerschnittes auf. Die Größe und Verteilung der maximalen Biegespannung hängt hierbei von der Krümmung ab (Blumer, 1979). Wie bei Trägern mit veränderlicher Höhe wird die Biegespannungsverteilung auch von der Anisotropie des Holzes beeinflusst, wodurch sich die Biegespannungen am Innenrand erhöhen (Blumer, 1979). Bei gekrümmten Trägern gilt, dass die Biegespannungen im Firstquerschnitt überprüft werden müssen, deren Größe vom Krümmungsradius abhängig ist. Die Biegespannung im Firstquerschnitt darf näherungsweise (Blumer, 1975 und 1979) aus M_{ap}/W_{ap} („ap“ = apex = First) mit einem Erhöhungsfaktor k_ℓ ($k_\ell > 1$, siehe Bild D4-7 links) ermittelt werden, der vom Verhältnis der Firsthöhe h_{ap} zum Krümmungsradius r und bei Trägern nicht konstanter Höhe (Satteldachträgern) zusätzlich vom Obergurtneigungswinkel α abhängt. Für gekrümmte Träger konstanter Höhe ist $\alpha = 0$.

Biegemomente in gekrümmten Bereichen und in Firstbereichen von Satteldachträgern verursachen aber auch Spannungen rechtwinklig zur Faserrichtung. Bild D4-8 zeigt den Firstbereich eines gekrümmten Trägers bei reiner Momentenbeanspruchung unter Angabe der entstehenden Querkzugspannungen. Diese Querkzugspannungen treten auch schon bei klimabedingten Belastungen auf, also bei Holzfeuchteänderungen durch veränderliche Umgebungsbedingungen.

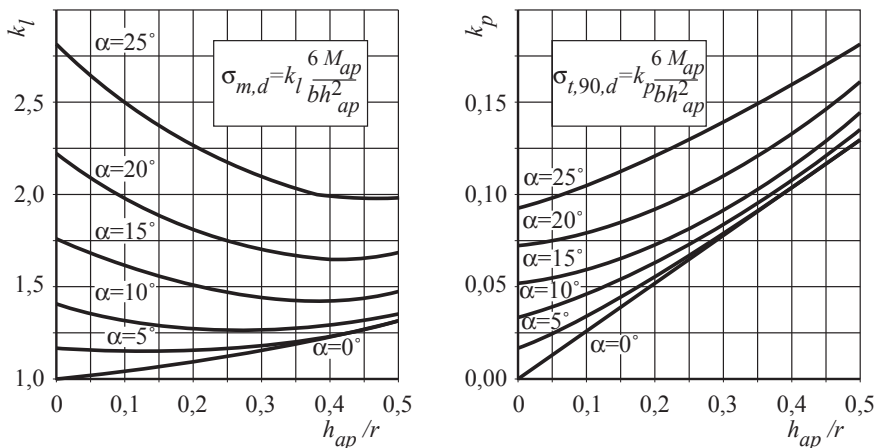


Bild D4-7 Beiwerte k_ℓ (Einfluss der Krümmung bzw. der Obergurtneigung auf Biegespannung, links) und k_p (Einfluss der Krümmung bzw. der Obergurtneigung auf die Querkzugspannung, rechts) für verschiedene Krümmungen h_{ap}/r und Neigungswinkel α . (STEP 1995 Beitrag B8)

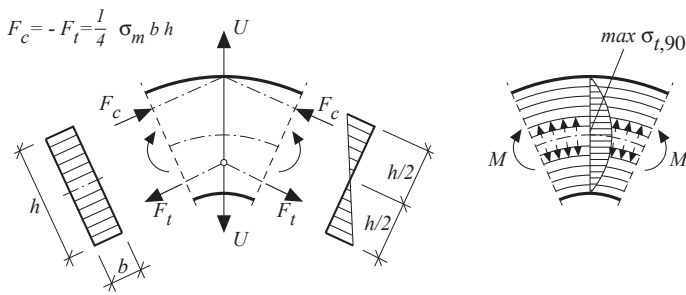


Bild D4-8 Querkzugspannungen infolge eines konstanten Momentes. (STEP 1995 Beitrag B8)

Unter der vereinfachenden Annahme einer linearen Längsspannungsverteilung kann man leicht zeigen, dass die resultierenden Zug- und Druckkräfte, F_t und F_c , eine Umlenkraft U in radialer Richtung bewirken. Wenn das Biegemoment die Tendenz hat, den Krümmungsradius zu vergrößern, entstehen dadurch Querkzugspannungen. Die Größe der Querkzugspannungen ist vom Krümmungsradius bzw. vom Neigungswinkel des Obergurtes abhängig, und die Spannungen sind so groß, dass sie nicht vernachlässigt werden dürfen. Da das Firstvolumen in gekrümmten und in Satteldachträgern im Allgemeinen groß ist und Querkzugspannungen ein sprödes Versagen bewirken, ist der Einfluss des Volumens und der Spannungsverteilung auf die Festigkeit zu berücksichtigen, (siehe Beitrag D3). Die größte Querkzugspannung im Firstquerschnitt, $\max \sigma_{t,90}$, darf wie die Biegespannung näherungsweise aus M_{ap}/W_{ap} multipliziert mit einem Beiwert k_p ($k_p < 1$, siehe Bild D4-7 rechts) berechnet werden. Neben den Spannungen aus äußerer Einwirkung müssen bei gekrümmten Trägern mit kleinen Krümmungsradien die vor der Verklebung entstehenden Spannungen aus der Biegung der Einzellamellen berücksichtigt werden. In einem Brett der Dicke t , einer Krümmung $r_{in}/t = 240$ und einem E-Modul $E_0 = 10000 \text{ N/mm}^2$ beträgt die Biegespannung theoretisch:

$$\sigma_m = \frac{E_i \cdot t}{2 \cdot r_{in}} = \frac{10000}{2 \cdot 240} = 20,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{D4-2})$$

Da solche Spannungen aber teilweise durch plastische Vorgänge und Relaxation abgebaut werden, müssen sie nur bei großen Brettkrümmungen berücksichtigt werden. Dies erfolgt durch eine Abminderung des Bemessungswertes der Biegefestigkeit mit k_r .

Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt

Diese Trägerform kombiniert alle bisher besprochenen Eigenschaften. Neben einer veränderlichen Querschnittshöhe und einem angeschnittenen Rand besitzt diese Form auch eine Krümmung des Untergurtes. Es müssen also alle bisher besprochenen Nachweise geführt werden.

Zusammenfassung

Die Biegespannungsverteilung in Trägern mit veränderlichem Querschnitt oder mit gekrümmter Form ist nichtlinear; dies wird zum einen von der Trägergeometrie verursacht und wird von den anisotropen Eigenschaften des Holzes verstärkt. Außerdem müssen bei angeschnittenen Rändern Spannungsinteraktionen berücksichtigt werden, da dort zusätzliche Schub- und Querspannungen entstehen und die jeweils zugeordneten Steifigkeiten und Festigkeiten von Holz niedrig sind. Die folgenden Nachweise müssen geführt werden und werden im Folgenden gezeigt:

- Nachweis im maßgebenden Querschnitt mit Abminderung $k_{m,\alpha}$ für den angeschnittenen Rand:
Bei Trägern mit veränderlichem Querschnitt, also Pultdachträgern und Satteldachträgern mit geradem und gekrümmtem Untergurt.
- Nachweis der Biegespannung im Firstquerschnitt:
Bei Satteldachträgern mit geradem Untergurt mit Abminderung k_ℓ in Abhängigkeit vom Obergurtneigungswinkel α , bei gekrümmten Trägern mit Abminderung k_ℓ und k_r in Abhängigkeit von der Krümmung, bei Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt wie gekrümmte Träger, jedoch ist k_ℓ zusätzlich vom Obergurtneigungswinkel α abhängig.
- Nachweis der Querspannungen im Firstquerschnitt:
Bei Satteldachträgern mit geradem Untergurt mit Abminderung k_p in Abhängigkeit vom Obergurtneigungswinkel α , bei gekrümmten Trägern mit Abminderung k_p in Abhängigkeit von der Krümmung, bei Satteldachträgern mit Abminderung k_p in Abhängigkeit von Obergurtneigungswinkel und Krümmung. Zusätzlich muss beim Querspannungsnachweis der Volumeneffekt über k_{dis} und k_{vol} berücksichtigt werden, siehe auch Gleichung (D3-18).

D4.1 Pultdachträger

Pultdachträger wie der in Bild D4-9 gezeigte Träger müssen an der Stelle der größten Biegespannung nachgewiesen werden. Die an einem geneigten Rand entstehenden Quer- und Schubspannungen werden durch einen Abminderungsbeiwert $k_{m,\alpha}$ berücksichtigt.

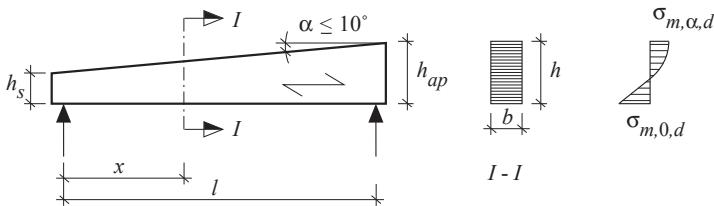


Bild D4-9 Pultdachträger mit maßgebendem Querschnitt I-I. (STEP 1995 Beitrag B8)

Nachweis der Biegespannungen im maßgebenden Querschnitt

Die maximale Spannung wirkt an der Stelle x , an der $\partial\sigma/\partial x = 0$ gilt. Für den Fall einer konstanten Streckenlast erhält man für x :

$$x = \frac{\ell}{1 + h_{ap}/h_s} \quad (D4-3)$$

Bei anderen Belastungsanordnungen oder wenn bei Trägerhöhen unter 600 mm der charakteristische Wert der Biegefestigkeit mit dem Faktor k_h erhöht wird, wird der Größtwert durch Berechnung der Spannungen in verschiedenen Querschnitten ermittelt, wobei schrittweise entlang des Trägers von der Stelle des maximalen Biegemomentes in Richtung mit kleiner werdendem Querschnitt vorgegangen wird.

Die Spannungen im Querschnitt I-I (Bild D4-9) werden wie folgt ermittelt:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} \quad (D4-4)$$

In Gleichung (D4-4) ist zu sehen, dass EC 5 die Biegerandspannungen am geraden und am schrägen Rand vereinfachend als M/W gleichsetzt. Wie im vorherigen Abschnitt erläutert, ist dieser vereinfachte Nachweis jedoch für die im Holzbau vorkommenden Neigungswinkel zulässig.

Die folgende Bedingung muss für den Rand mit den angeschnittenen Holzfasern erfüllt sein:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,\alpha,d} \quad (D4-5)$$

Die bereits erwähnten Spannungskombinationen am angeschnittenen Rand werden durch den Faktor $k_{m,\alpha}$ berücksichtigt (siehe auch die Hankinson-Gleichung (D1-1) und Gleichung (6) in Anlage 2). Für Zugspannungen entlang des angeschnittenen Randes gilt für $k_{m,\alpha}$:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}}\right)^2 \cdot \tan^4 \alpha + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 \cdot f_{v,d}}\right)^2 \cdot \tan^2 \alpha}} \quad (D4-6)$$

Für Druckspannungen entlang des angeschnittenen Randes gilt ($f_{t,0,d}$ wird durch $f_{c,0,d}$ ersetzt und die Schubtragfähigkeit wird wegen des gleichzeitigen, günstig wirkenden Querdrucks erhöht):

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}}\right)^2 \cdot \tan^4 \alpha + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}}\right)^2 \cdot \tan^2 \alpha}} \quad (D4-7)$$

Des Weiteren müssen im Querschnitt A, also beim Auflager (siehe Bild D4-3), auch die Schubspannung sowie die Auflagerpressung nachgewiesen werden (siehe Beitrag D1).

D4.2 Gekrümmte Träger, Satteldach- und Fischbauchträger

Die dargestellten Nachweise für Pultdachträger, d. h. Schubspannung am Auflager, Auflagerpressung und Biegespannungen im maßgebenden Querschnitt, müssen auch für Satteldachträger, Fischbauchträger und gekrümmte Träger geführt werden, wobei gekrümmte Träger meist keine veränderliche Querschnittshöhe aufweisen und somit der maßgebende Querschnitt für den Biegespannungsnachweis an der Stelle des größten Biegemoments ist. Zusätzlich zum Biegespannungsnachweis im maßgebenden Querschnitt müssen bei Satteldachträgern noch die Nachweise der Biegefestigkeit und der Querkzugfestigkeit im Firstquerschnitt geführt werden. Der Grund für den Querkzugnachweis wurde bereits in Bild D4-8 aufgezeigt, dabei muss der Volumeneffekt berücksichtigt werden. In Bild D4-10 sind wichtige geometrische Angaben festgelegt, die im Folgenden verwendet werden.

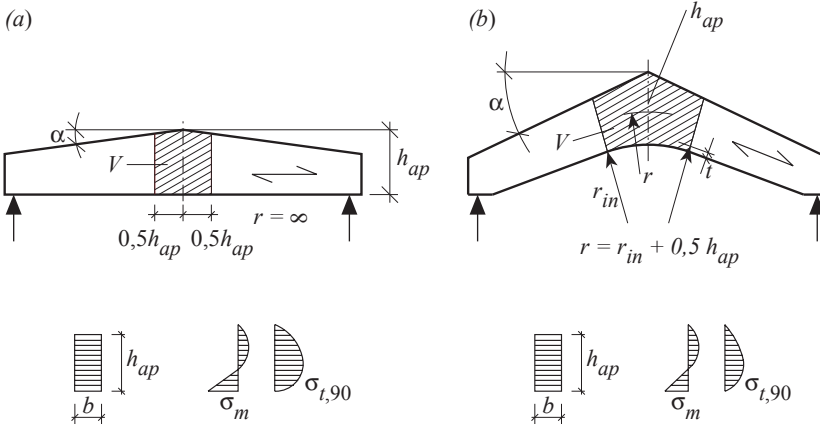


Bild D4-10 Geometrische Angaben für (a) Satteldachträger mit geradem Untergurt und (b) Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt. (STEP 1995 Beitrag B8)

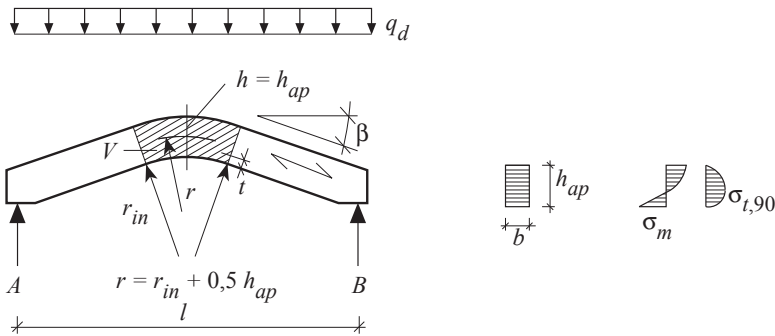


Bild D4-11 Geometrische Angaben für gekrümmten Träger. (STEP 1995 Beitrag B8)

Nachweis der Biegespannungen im Firstquerschnitt

Im Firstquerschnitt darf der Bemessungswert der größten Biegespannung berechnet werden zu:

$$\sigma_{m,d} = k_{\ell} \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} = k_{\ell} \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (D4-8)$$

Der Erhöhungsbeiwert k_ℓ (siehe auch Bild D4-7 links) beträgt:

$$k_\ell = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{\text{ap}}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{\text{ap}}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{\text{ap}}}{r}\right)^3 \quad (\text{D4-9})$$

mit

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{\text{ap}} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{\text{ap}}$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha_{\text{ap}}$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha_{\text{ap}} - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha_{\text{ap}}$$

$$k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha_{\text{ap}}$$

$$r = r_{\text{in}} + 0,5 \cdot h_{\text{ap}}$$

Der Beiwert k_ℓ reduziert sich für Satteldachträger mit geradem Untergurt auf den Faktor k_1 , der allein vom Obergurtneigungswinkel abhängig ist. Alle Faktoren wurden über Regressionsgleichungen auf der Basis der Arbeit von Blumer (1979) ermittelt.

Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$\sigma_{\text{m,d}} \leq k_r \cdot f_{\text{m,d}} \quad (\text{D4-10})$$

Der im Nachweis benötigte Beiwert k_r wurde bereits angesprochen und berücksichtigt die vor der Verklebung entstehenden Spannungen aus der Biegung der Einzellamellen bei gekrümmten Trägern mit kleinen Krümmungsradien. Er wird mit t = Lamellendicke wie folgt ermittelt:

Für $r_{\text{in}}/t \geq 240$:

$$k_r = 1 \quad (\text{D4-11})$$

Für $150 \leq r_{\text{in}}/t < 240$:

$$k_r = 0,76 + 0,001 \cdot \frac{r_{\text{in}}}{t} \quad (\text{D4-12})$$

Nachweis der Quersugspannungen im Firstquerschnitt

Im Firstquerschnitt darf der Bemessungswert der größten Quersugspannung berechnet werden zu:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (D4-13)$$

Der Beiwert k_p (siehe auch Bild D4-7 rechts) beträgt:

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (D4-14)$$

mit

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap}$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap}$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \alpha_{ap} - 4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap}$$

Wie beim Beiwert k_ξ reduziert sich die Gleichung für Satteldachträger mit geradem Untergurt auf den Faktor k_5 , die Faktoren wurden wiederum auf der Basis der Arbeit von Blumer (1979) über Regressionsgleichungen ermittelt.

Der Nachweis wird wie folgt geführt (siehe auch Gleichung (D3-18)), wobei die hier zu verwendenden Faktoren k_{dis} und k_{vol} den Einfluss der Spannungsverteilung (dis = distribution) und des Volumens berücksichtigen, siehe Beitrag D3:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} \quad (D4-15)$$

Der Faktor k_{dis} berücksichtigt die Verteilung der Quersugspannungen im beanspruchten Volumen. k_{dis} wird bei Satteldachträgern mit geradem Untergurt und gekrümmten Trägern zu 1,4 angenommen und bei Satteldachträgern mit gekrümmtem Untergurt zu 1,7.

Der Beiwert k_{vol} ist der Quotient aus Bezugsvolumen $V_0 = 0,01 \text{ m}^3$ und dem durch Quersug beanspruchten Volumen V ; er berücksichtigt den Einfluss des Volumens auf die Quersugfestigkeit. Es muss jedoch nicht mehr als 2/3 des gesamten Trägervolumens V_b rechnerisch angesetzt werden. k_{vol} für Vollholz:

$$k_{vol} = 1 \quad (D4-16)$$

Für BSH und LVL:

$$k_{\text{vol}} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} \quad (\text{D4-17})$$

Falls zusätzlich zu Querkzug auch noch Schub auftritt, wird ein kombinierter Nachweis mit linearer Spannungsinteraktion geführt:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{\text{dis}} \cdot k_{\text{vol}} \cdot f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (\text{D4-18})$$

Die Nachweise der Querkzugspannungen im Firstquerschnitt gelten nur für nicht verstärkte Träger, verstärkte Träger werden in Beitrag D8 behandelt.

D4.3 Klimabelastungen von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern

Die angegebenen Querkzugnachweise (Gleichungen (D4-15) und (D4-18)) für den Firstbereich von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern gelten nur für nicht verstärkte Träger. Alle Nachweise werden mit Bemessungslasten geführt; Belastungen durch Quell- und Schwindvorgänge durch Klimaschwankungen sind darin noch nicht berücksichtigt. Die dargestellten Trägerformen sind jedoch sehr anfällig gegenüber Querkzugbeanspruchungen, die gerade auch durch Klimaänderungen ausgelöst werden können und die somit zusätzlich zu den äußeren Lasten auf die Träger einwirken. Deswegen wird im NA empfohlen, solche Träger im Hinblick auf zusätzliche klimabedingte Querkzugspannungen **immer** zu verstärken. Für verstärkte Träger gelten die Nachweise für verstärkte Bauteile, Beitrag D8. Satteldachträger mit geradem Untergurt sollten laut NA ab einem Ausnutzungsgrad von 80% in den Gleichungen (D4-15) und (D4-18) verstärkt werden.

D4.4 Literatur

J. Ehlbeck, J. Kürth, H.J. Larsen, Originalbeiträge B8, E4, STEP 1995.

Blumer H. (1975). Spannungsberechnung an Brettschichtholz mit gekrümmter Längsachse und veränderlicher Trägerhöhe. *Holzbau (Zürich)* (6):158-161; (7):191-194; (8):235-237.

Blumer H. (1979). Spannungsberechnung an anisotropen Kreisbogenscheiben und Satteldachträgern konstanter Dicke. Veröffentlichung des Lehrstuhls für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe.

Petersen C. (1993). *Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. 3. überarbeitete und erweiterte Auflage. Vieweg Verlag Braunschweig Wiesbaden.

D5 Unverstärkte Ausklinkungen und Durchbrüche

Originalbeitrag: P.J. Gustafsson

Bild D5-1 zeigt Träger mit unterschiedlichen Ausklinkungen und Durchbrüchen. Ausklinkungen oder Durchbrüche können die Tragfähigkeit eines Bauteils entscheidend reduzieren und sollten deshalb schon beim Entwurf der Konstruktion vermieden werden. Dies kann z. B. durch die Verwendung von Fachwerkträgern anstelle von Vollwandträgern erreicht werden. Trotzdem können Ausklinkungen nicht immer vermieden werden, wenn z. B. eine Balkendecke auf ein gewünschtes Niveau zu bringen ist, eine lichte Höhe geschaffen werden muss oder zwischen Bauteilen eine Passung herzustellen ist. Insbesondere in alten Holzkonstruktionen wurden viele verschiedene Ausklinkungen und Aussparungen bei der Ausbildung von Anschlüssen verwendet. Große Durchbrüche in Brett-schichtholzträgern werden u. a. für die Verlegung von Belüftungsrohren benötigt.

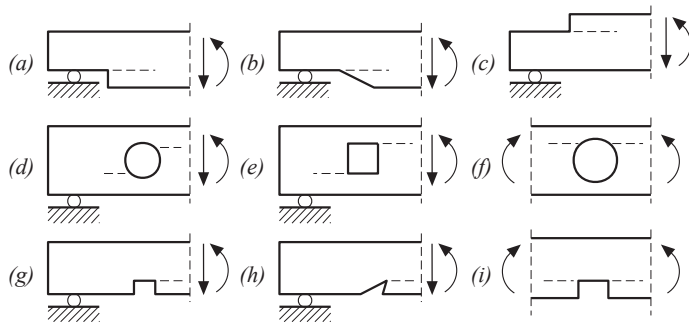


Bild D5-1 Ausklinkungen und Durchbrüche in Trägern; die gestrichelte Linie zeigt die wahrscheinliche Rissausbreitung. (STEP 1995 Beitrag B5)

Ein Riss kann sich von einer Ausklinkung oder einem Durchbruch entlang der gestrichelten Linien parallel zur Faserrichtung ausbreiten (Bild D5-1). Ein solches Versagen ist spröde und tritt plötzlich ein, ohne vorangegangene große Verformungen oder sichtbare Ankündigung. Abhängig von der Trägergeometrie kann ein schneller Rissfortschritt entlang des Trägers zum vollständigen Versagen des Trägers führen.

Der Beginn des Risses wird in der Regel durch eine Kombination von Querkzugspannungen und Schubspannungen ausgelöst. In einer Ausklinkungsecke können diese Spannungen sehr hoch sein. Nach der Elastizitätstheorie werden die Spannungen in der Ausklinkungsecke unendlich (Bild D5-2). In diesem Fall ist die Größe der Spannung nicht definiert, es

handelt sich um eine Singularitätsstelle. In Wirklichkeit kann die Spannung jedoch nicht gegen unendlich gehen, da das Material eine endliche Festigkeit aufweist. Aufgrund des örtlichen Versagens des Materials ergibt sich zum Zeitpunkt des Rissfortschrittes eine Spannungsverteilung, wie sie in Bild D5-2 schematisch durch die gestrichelte Linie dargestellt ist.

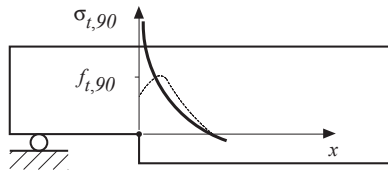


Bild D5-2 Spannungsverteilung in einer Ausklinkungsecke nach linearer Elastizitätstheorie (durchgezogene Linie) und angenommene tatsächliche Spannungsverteilung (gestrichelt). (STEP 1995 Beitrag B5)

Holzfeuchteänderungen können zu den örtlich hohen Spannungen aus äußeren Lasten erhebliche zusätzliche Spannungen erzeugen, die auch schon allein die Ausbreitung eines Risses in einer Ausklinkung oder in einem Durchbruch hervorrufen können. Da das Hirnholz in einer Ausklinkung oder in einem Durchbruch frei liegt, kann die Feuchteänderungsrate örtlich sehr hoch sein. Um das Versagensrisiko durch Trocknung zu reduzieren, können diese Hirnholzoberflächen beschichtet werden, um einen raschen Feuchteaus-tausch zu verhindern. Die allgemeine Empfehlung, Ausklinkungen und Durchbrüche zu vermeiden, ist bei wechselnden Klimata von besonderer Bedeutung.

Im EC 5 sind derzeit nur Träger mit Ausklinkungen geregelt, Regeln für Durchbrüche sind im NA angegeben, wobei die Hintergründe der beiden Nachweise unterschiedlich sind. Während die Nachweise für Ausklinkungen auf Ansätzen der Bruchmechanik beruhen, werden für Durchbrüche nach dem NA Spannungsnachweise geführt. Im Folgenden werden zuerst die Grundzüge der Bruchmechanik als Nachweisformat für Ausklinkungen erläutert. Anschließend wird das Nachweisformat für Durchbrüche erläutert. In Bereichen mit planmäßiger Querkzugbeanspruchung des Trägers sind Ausklinkungen und Durchbrüche generell zu vermeiden.

D5.1 Grundzüge der Bruchmechanik

Hintergrund

Da die sehr hohen Spannungen meist auf einen sehr kleinen Bereich konzentriert sind, ist es schwierig und im Falle von theoretisch unendlichen Spannungen auch bedeutungslos, die Tragfähigkeit einer Ausklinkung oder eines Durchbruches mit Hilfe eines konventionellen Spannungskriteriums zu ermitteln. Bei einem solchen Kriterium wird die Größe der Spannung an der am höchsten beanspruchten Stelle mit einer Bruchspannung, d. h. der

Festigkeit des Materials verglichen. Dies jedoch ist bei theoretisch unendlich hohen Spannungen an der am höchsten beanspruchten Stelle nicht möglich. Um also die Tragfähigkeit zu bestimmen, muss man entweder auf eine Kombination von analytischen Ansätzen und Versuchsergebnissen zurückgreifen, oder aber die Bruchmechanik wird anstelle eines konventionellen Spannungskriteriums verwendet.

Bruchmechanik - Allgemeines

Die Bruchmechanik ist ein Teilgebiet der Wissenschaft von der Festigkeit der Materialien. Ein fester Körper reagiert auf hohe Belastung durch große Verformung oder Bruch. Die Brucherscheinung, d. h. die Trennung und damit der Verlust des Kontaktes zwischen zwei Teilen eines Körpers, ist in der Bruchmechanik von Interesse. Aus der Sicht des Ingenieurs dagegen ist die Berechnung der Größe der Last, die den Bruch verursacht, von größerer Bedeutung. Generell werden in der Bruchmechanik drei verschiedene Rissöffnungsarten unterschieden, siehe Bild D5-3.

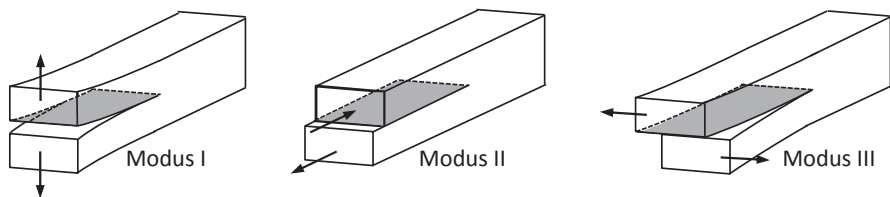


Bild D5-3 Modi I, II und III.

Liegen keine oder nur geringe Spannungskonzentrationen vor, z. B. für den Fall der gleichmäßigen Zug- oder Biegebeanspruchung eines Bauteils, kann die Bruchlast durch ein konventionelles Spannungskriterium berechnet werden. Im Fall hoher Spannungskonzentrationen, z. B. in der Ecke einer scharfen Ausklinkung oder eines Risses, wird ein anderes Verfahren notwendig. Im Rahmen der linear-elastischen Theorie kann eine zweckmäßige Berechnung der Bruchlast entweder aus der Auswertung der Spannungsinintensität in der Ausklinkungsecke oder aus der Auswertung der Energiefreisetzung beim Rissfortschritt erfolgen. Obwohl diese beiden Möglichkeiten formal unterschiedlich sind, entsprechen sie sich in ihren Grundlagen. An dieser Stelle wird nur auf das zweite Verfahren eingegangen. Die Analyse von Rissen im Rahmen der linear-elastischen Theorie wird oft linear-elastische Bruchmechanik genannt. Andere Modelle versuchen das nichtlineare Verhalten des Materials in der Nähe der Risspitze zu berücksichtigen. Dies bezieht sich insbesondere auf Bruchvorgang und Rissfortschritt, die in der Prozesszone unmittelbar hinter dem schon offenen Riss stattfinden. In der linear-elastischen Bruchmechanik wird angenommen, dass dieser Bereich der Energieumwandlung relativ zur Größe des tatsächlichen strukturellen Details sehr klein ist und daher mathematisch als Punkt, d. h. als ein Bereich der Größe Null angesehen werden kann.

Energiefreisetzungsanalyse - Beispiel

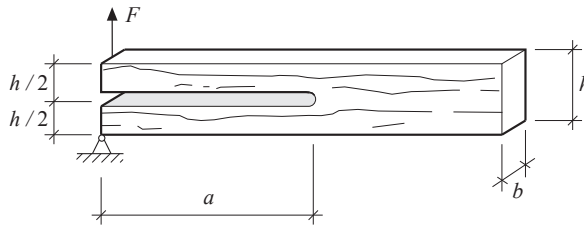


Bild D5-4 Prüfkörper mit einem Endriss. (STEP 1995 Beitrag B5)

Es wird ein Balken mit einem großen Längsriss, der gemäß Bild D5-4 belastet wird, betrachtet. Es wird angenommen, dass für $F = 0$ keine Spannungen und Dehnungen innerhalb des Balkens auftreten. Nach der linear-elastischen Theorie ist die potentielle Energie des vorliegenden Systems, das aus Balken und Last besteht:

$$W = -\frac{1}{2} \cdot F \cdot u \quad (\text{D5-1})$$

wobei u die Verschiebung des Lastangriffspunktes ist.

Der Bereich des Längsrisses kann nun als System zweier Kragarme der Höhe $h/2$ und der Länge a betrachtet werden. Nach der technischen Biegelehre gilt für die Gesamtverschiebung u der beiden Kragarme:

$$u = 2 \cdot \frac{F \cdot a^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (\text{D5-2})$$

wobei E der Elastizitätsmodul ist und $I = b \cdot (h/2)^3 / 12$ das Flächenmoment 2. Grades des Querschnittes eines jeden Kragarmes.

Mit u aus Gleichung (D5-2) und Einsetzen in Gleichung (D5-1) ergibt sich:

$$W = -\frac{F^2 \cdot a^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (\text{D5-3})$$

Die Änderung der potentiellen Energie dW infolge eines kleinen Rissfortschrittes da ergibt sich durch die Ableitung:

$$dW = -\frac{F^2 \cdot a^2}{E \cdot I} \cdot da \quad (\text{D5-4})$$

Diese Abnahme der potentiellen Energie entspricht einem positiven Freiwerden von Energie $-dW$ und einer gleichzeitigen Zunahme der Bruchfläche um $b \cdot da$. Die freigewordene Energie $-dW$ bezogen auf die Bruchfläche $b \cdot da$ wird üblicherweise mit G bezeichnet (nach A.A. Griffith, der in den 1920er Jahren die Grundlagen der Bruchmechanik geschaffen hat):

$$G = \frac{-dW}{b \cdot da} = \frac{F^2 \cdot a^2}{b \cdot E \cdot l} \quad (D5-5)$$

Wird die Kraft F so groß, dass der Riss sich auszubreiten beginnt, hat G seinen kritischen Wert G_c erreicht. Dieser Wert entspricht der Möglichkeit des Materials, Energie umzuwandeln. Für europäische Nadelhölzer liegt dieser Wert G_c in Abhängigkeit von der Rohdichte des Holzes etwa bei 150 bis 600 J/m² für Modus I, Querkzugbeanspruchung in Bild D5-3 (Larsen und Gustafsson, 1990). Somit lautet das Bruchkriterium (der Moment, ab dem das Material versagt)

$$G = G_c \quad (D5-6)$$

das mit G nach Gleichung (D5-5) die Bruchlast F_c ergibt (mit $l = b \cdot (h/2)^3/12$):

$$F_c = \frac{\sqrt{G_c \cdot b \cdot E \cdot l}}{a} = \frac{\sqrt{G_c \cdot E}}{\sqrt{h}} \cdot \frac{b \cdot h^2}{\sqrt{96} \cdot a} \quad (D5-7)$$

Diese Gleichung enthält zwei allgemeine Ergebnisse von grundsätzlicher Bedeutung:

- Die Materialeigenschaften, die für den Widerstand der Rissausbreitung bestimmend sind, zeigen sich im Elastizitätsmodul E und in der Bruchenergie G_c . Die Querkzugfestigkeit des Materials wird nicht benötigt, um F_c zu bestimmen.
- Die Tragfähigkeit ist in hohem Maße von den Abmessungen abhängig, d. h. die Größe der rechnerischen Festigkeiten (z. B. $F_c/(b \cdot h)$) nimmt ab, wenn die absolute Größe der Probe zunimmt.

In diesem Beispiel wurde durch Anwendung von Gleichung (D5-2) stillschweigend vorausgesetzt, dass die Probe schlank ist, d. h. dass das Verhältnis h/a klein ist und die Verformung u lediglich durch die Biegebeanspruchung verursacht wird. Zusätzliche Verformungen durch Schubverzerrungen und einer in Wirklichkeit elastischen Einspannung der Kragarme wurden vernachlässigt. Diese Methode kann jedoch auf andere Rissgeometrien und Bruchmechanismen (siehe Bild D5-3) angewendet werden. Dann muss natürlich Gleichung (D5-2) durch eine Gleichung, die für die tatsächlichen geometrischen Verhältnisse zutreffend ist, ersetzt werden.

D5.2 Ausklinkungen; theoretische und experimentelle Ergebnisse

Mit der oben beispielhaft angeführten Methode kann die Kraft F_c bei einem Rissfortschritt für einen belasteten Balken mit einem Endriss nach Bild Bild D5-5 (a) (Gustafsson, 1988) berechnet werden nach:

$$F_c = \frac{\alpha \cdot h \cdot b \cdot \sqrt{G_c / h}}{\sqrt{0,6 \cdot (\alpha - \alpha^2) / G_v + \beta \cdot \sqrt{6 \cdot (1/\alpha - \alpha^2) / E_0}}} \quad (\text{D5-8})$$

α und β sind geometrische Verhältnisse, wie sie in Bild D5-5 definiert sind. G_v und E_0 sind der Schub- bzw. Elastizitätsmodul in Faserrichtung.

Gleichung (D5-8) ist auch für rechteckige Ausklinkungen (Bild D5-5 (b)) und für verschiedene Ausklinkungstypen nach Bild D5-1 (g, h und i) gültig, nicht jedoch für Bild D5-5 (c). Im Vergleich zu Gleichung (D5-7) wurden bei der Herleitung von Gleichung (D5-8) zusätzlich unterschiedliche Geometrien über die Faktoren α und β berücksichtigt und die Verformung u nicht nur aufgrund der Biegebeanspruchung (Gleichung (D5-2)), sondern auch aufgrund von Schubverzerrungen und einer elastischen Einspannung des Kragträgers ermittelt. Hierbei wurde angenommen, dass die einzelnen Verformungsanteile superponiert werden können, also $u_{\text{total}} = u_{\text{Biegung}} + u_{\text{Schub}} + u_{\text{Verdrehung}}$. Für kleine Ausklinkungshöhen, d. h. für α gegen 1,0, ist der Widerstand gegen das Versagen einer Ausklinkung groß. In diesem Fall ist auch die Möglichkeit eines Schub- und Biegeversagens des Nettoquerschnittes $\alpha \cdot h \cdot b$ in Betracht zu ziehen.

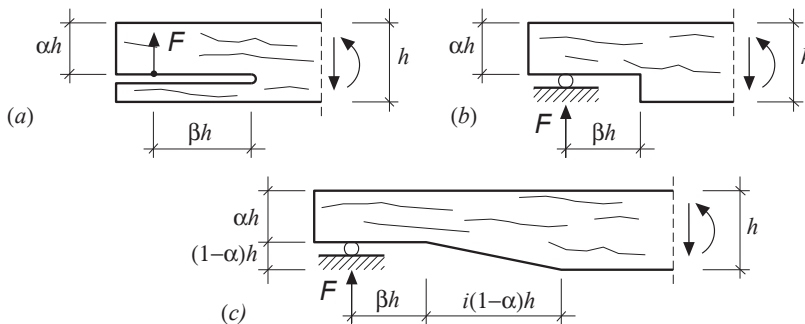


Bild D5-5 Geometrie eines am Ende ausgedünnten Trägers. (STEP 1995 Beitrag B5)

In Tabelle D5-1 sind einige Versuchsergebnisse aus Kurzzeitversuchen zusammengestellt (Gustafsson, 1988; Riberholt et al., 1991). Es handelt sich hierbei um Mittelwerte, die an trockenem Holz mit gleichmäßiger Holzfeuchte ermittelt wurden. Der Variationskoeffizient für eine Testreihe liegt etwa bei 20%. Tabelle D5-1 macht die tatsächlichen niedrigen Festigkeiten von ausgeklinkten Trägern, selbst unter günstigen Bedingungen, deutlich. Außerdem ist zu sehen, wie stark die Festigkeiten durch die Abmessungen beeinflusst werden, wie bereits aus Gleichung (D5-7) theoretisch abgeleitet werden konnte. Es ist weiterhin festzuhalten, dass die Mittelwerte für F_c bei Proben mit Ästen in der Nähe der Ausklinkung höher sind als diejenigen für Proben ohne Äste (Larsen und Riberholt, 1972; Möhler und Mistler, 1978).

Tabelle D5-1 Versuchsergebnisse. Festigkeit (Mittelwerte) für ausgeklinkte Träger.

Material	h [mm]	b [mm]	α	β	i	$\tau = 3/2 \cdot F_c / (\alpha \cdot h \cdot b)$ [N/mm ²]
Kiefer	50	44	0,75	0,5	0	4,04
	200					1,91
BS-Holz	300	90	0,50	0,15	0	2,16
	567	160				1,41
Fichte	120	32	0,83	0,25	0	2,90
			0,75			2,52
			0,50			2,39
			0,33			2,22
BS-Holz	600	100	0,92	0,42	0	3,00
			0,75			1,32
			0,50			1,13
Fichte	95	45	0,75	0,33	0	3,33
				0,66		2,94
BS-Holz	305	79	0,70	2,5	0	0,69
				5,5		0,36
Fichte	95	45	0,75	0,33	0	3,33
					1	3,44
					3	4,71
BS-Holz	300	90	0,50	0,15	0	2,16
					2	2,76
					8	4,16

D5.3 Hintergrund der EC 5-Gleichungen für ausgeklinkte Träger

Zur Entwicklung einer vereinfachten Bemessungsgleichung für EC 5 wurde Gleichung (D5-8) modifiziert (Larsen, 1992). Das Verhältnis E_0/G_v wurde gleich 16 gesetzt. Weiterhin wurde vermieden, einen "neuen" Materialparameter G_c einzuführen, indem angenommen wurde, dass $\sqrt{E_0 \cdot G_v}$ proportional zur Schubfestigkeit f_v des Materials ist. Die entsprechende Proportionalitätskonstante k_n wurde durch Versuche ermittelt. Für Vollholz, Brettschichtholz und LVL ergaben sich etwas unterschiedliche Konstanten. Der endgültige vereinfachte Form von Gleichung (D5-8) führte zum in Gleichung (D5-10) gezeigten Faktor k_v . Weiterhin wurde durch Versuche (Riberholt et al., 1991) eine Funktion $f(i)$ ermittelt, durch den der Einfluss einer Abschrägung i (Bild D5-5 (c)) berücksichtigt werden kann. Durch diese Betrachtungen wird in EC 5 die Gefahr eines Rissfortschrittes in einer Ausklinkung durch eine formale Abminderung der Bemessungsschubfestigkeit $f_{v,d}$ des Nettoquerschnittes $\alpha \cdot h \cdot b_{ef}$ (mit $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$ nach Gleichung (D1-17)) durch einen Faktor k_v berücksichtigt:

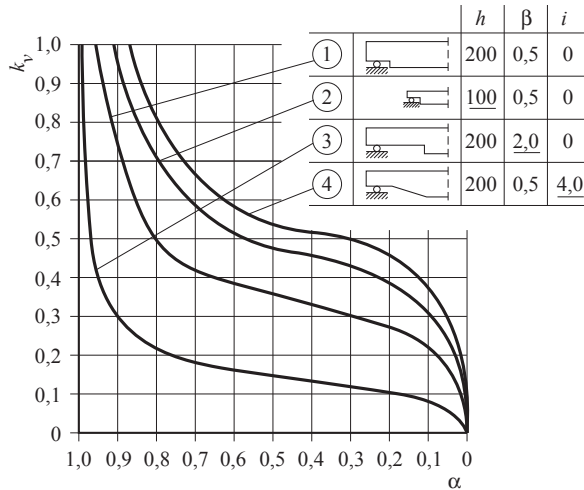
$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{\alpha \cdot h \cdot b_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d} \quad (D5-9)$$

Der Abminderungsfaktor k_v ($\leq 1,0$) wird berechnet nach:

$$k_v = \frac{k_n \cdot \left(1 + 1,1 \cdot i^{1,5} / \sqrt{h}\right)}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha - \alpha^2} + 0,8 \cdot \beta \cdot \sqrt{\left(1/\alpha - \alpha^2\right)}\right)} \quad (D5-10)$$

Für Vollholz kann $k_n = 5,0$, für Brettschichtholz $k_n = 6,5$ und für LVL $k_n = 4,5$ angenommen werden. Zu beachten ist weiterhin, dass die Balkenhöhe h in mm eingesetzt werden muss. Der eigentliche bruchmechanische Hintergrund ist in den Gleichungen (D5-9) und (D5-10) nicht mehr ersichtlich, der Nachweis wurde formell in einen Schubspannungsnachweis überführt.

Damit sich im Restquerschnitt kein Schubversagen einstellen kann, darf k_v in Gleichung (D5-9) nicht größer als 1,0 sein. Liegt die Ausklinkung auf der Druckseite des Trägers (Bild D5-5 (c)), darf $k_v = 1,0$ gesetzt werden. In Bild D5-6 ist k_v in Abhängigkeit von α dargestellt, die Abhängigkeit von β , i und h wird ebenfalls deutlich.


 Bild D5-6 Faktor k_v in Abhängigkeit von α für Vollholz mit verschiedenen h , β und i . (STEP 1995 Beitrag B5)

D5.4 Klimabedingte Querkzugbelastungen in Ausklinkungen

Im NA ist geregelt, dass unverstärkte, ausgeklinkte Träger nur in Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden dürfen. Ausklinkungen in Nutzungsklasse 3 müssen laut NA verstärkt werden (siehe Beitrag D8). Der Hintergrund dieser Regel entspricht der Regelung für gekrümmte Träger und Satteldachträger. Zusätzlich zu den äußeren Lasten (z. B. Eigengewicht, Wind oder Schnee) auftretende Klimaschwankungen verstärken die Querkzugbeanspruchung im Bereich der Ausklinkung. Diesen Querkzugbeanspruchungen durch Quell- und Schwindvorgänge muss also entweder durch Verstärkungen Rechnung getragen werden oder man lässt, wie im NA geregelt, Ausklinkungen nur in Nutzungsklassen 1 und 2 zu.

D5.5 Durchbrüche in Brettschichtholzträgern

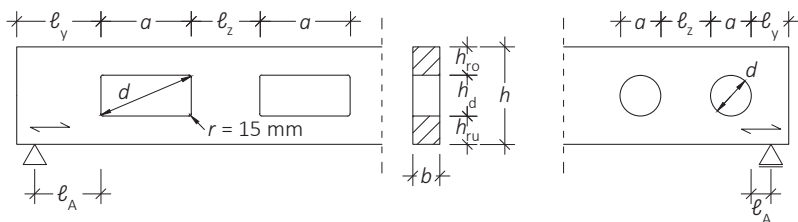


Bild D5-7 Unverstärkte Durchbrüche.

In EC 5 sind keine Bemessungsgleichungen für Trägerdurchbrüche angegeben (Durchbrüche siehe Bild D5-7). Diese sind lediglich im NA geregelt. Die Regelungen gelten nur für unverstärkte Durchbrüche aus BS-Holz und LVL, die im Bereich des Durchbruchs nicht planmäßig durch Querkzug beansprucht werden dürfen. Unverstärkte Durchbrüche dürfen analog den Regelungen für Ausklinkungen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 eingesetzt werden. Verstärkungen von Durchbrüchen werden in Beitrag D8 behandelt.

Als Durchbruch in Trägern der Höhe h werden Öffnungen mit $d > 50$ mm bezeichnet, h_d ist die Höhe des Durchbruchs, h_{ro} ist die verbleibende Höhe über dem Durchbruch und h_{ru} diejenige unter dem Durchbruch (Bild D5-7). Im Gegensatz zu dem in EC 5 geregelten bruchmechanischen Nachweisformat für Ausklinkungen (der dort formal in einen Schubspannungsnachweis überführt wurde) beruhen die Nachweise für Durchbrüche auf der technischen Biegelehre, erweitert mit einem Volumeneinfluss. Umfangreiche Arbeiten haben gezeigt, dass Durchbrüche in Trägern unter Biegebeanspruchung die in Bild D5-1 (d) bis (f) gezeigte Rissausbreitung zeigen und somit Querspannungen und damit Querkräfte $F_{t,90}$ in den Durchbruchsecken auslösen, die sich aus einem Querkraft- und einem Momentenanteil berechnen lassen (Kolb und Epple, 1985):

$$F_{t,90} = F_{t,V} + F_{t,M} \tag{D5-11}$$

Die Form des Durchbruchs hat ebenfalls Einfluss auf das Versagen und muss über geometrische Faktoren berücksichtigt werden (Kolb und Epple, 1985). Kolb und Epple (1985) konnten durch FE-Simulationen die Gültigkeit des in Gleichung (D5-11) gezeigten und im Folgenden erläuterten Ansatzes zeigen.

Querkraftanteil

Die in einem rechteckigen Träger ohne Durchbruch auftretenden Schubspannungen sind in Bild D5-8 schematisch dargestellt. Über die gefährdete Fuge muss ein Teil der Querkraft, $F_{t,V}$, entsprechend aus der in Bild D5-8 schraffierte Fläche im Schubspannungsdiagramm, in den verbleibenden Querschnitt oberhalb bzw. unterhalb des Durchbruchs übertragen werden.

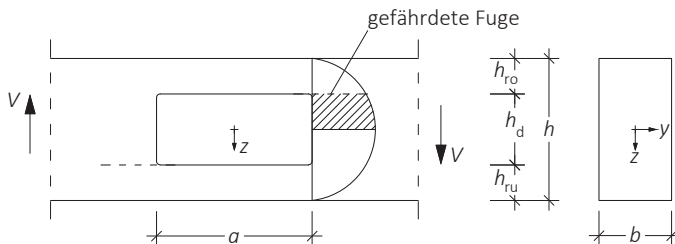


Bild D5-8 Schubspannungsverlauf bei rechteckigem Durchbruch. (nach Blaß et al., 2005, Bild 11/12)

Dieser Anteil $F_{t,V}$ kann über die Gleichungen der technischen Biegelehre ermittelt werden (Definition Geometrie siehe Bild D5-8). Der Schubspannungsverlauf eines Rechteckquerschnittes errechnet sich wie folgt:

$$\tau(z) = \frac{V \cdot S(z)}{I \cdot b} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{b \cdot h} \cdot \left(1 - 4 \cdot \frac{z^2}{h^2} \right) \quad (\text{D5-12})$$

Das Integral über die schraffierte Fläche ergibt den Querkraftanteil $F_{t,V}$:

$$F_{t,V} = b \cdot \int_{-\frac{h_d}{2}}^0 \tau(z) \cdot dz = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{h} \cdot \int_{-\frac{h_d}{2}}^0 \left(1 - 4 \cdot \frac{z^2}{h^2} \right) \cdot dz = \frac{1}{4} \cdot V \cdot \frac{h_d}{h} \cdot \left(3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right) \quad (\text{D5-13})$$

Die im NA gegebene Gleichung entspricht genau Gleichung (D5-13), allerdings ist $F_{t,V,d}$ der Anteil des Bemessungswertes der Querkraft V_d :

$$F_{t,V,d} = \frac{V_d \cdot h_d}{4 \cdot h} \cdot \left(3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right) \quad (\text{D5-14})$$

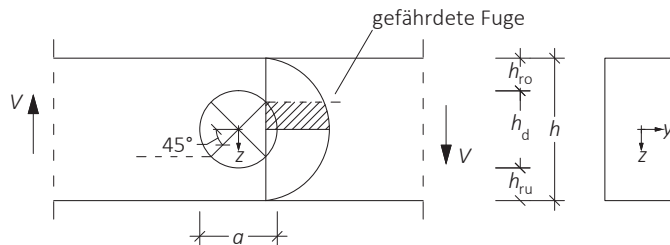


Bild D5-9 Schubspannungsverlauf bei kreisförmigem Durchbruch. (Blaß et al., 2005, Bild 11/12)

Bei kreisförmigen Durchbrüchen entsteht der Riss etwa an der Stelle am Kreisrand, an der der unter 45° geneigte Kreisdurchmesser den Durchbruchrand schneidet (Bild D5-9), wodurch das Integral über die anzusetzenden Schubspannungen kleiner als bei rechteckigen Durchbrüchen werden. In diesem Fall wird anstelle von h_d der Wert $0,7 \cdot h_d$ eingesetzt.

Der so abgeleitete Querkraftanteil wurde jedoch unter der Voraussetzung ermittelt, dass der Durchbruch genau mittig sitzt und ist daher **nicht für asymmetrisch angeordnete Durchbrüche gültig**.

Momentenanteil

Kolb und Epple (1985) konnten aus Versuchsergebnissen an durchbrochenen Trägern ermitteln, dass solche Träger auch in querkräftfreien Bereichen durch Querkzugversagen an den Durchbruchsecken versagten, dass also die Querkzugkraft $F_{t,90}$ in Gleichung (D5-11) auch einen Momentenanteil besitzen muss. Dieser empirische Momentenanteil wurde iterativ den Versuchsergebnissen angepasst und wie folgt bestimmt:

$$F_{t,M} = \xi \cdot \frac{M}{h_r} = 0,008 \cdot \frac{M}{h_r} \quad (D5-15)$$

Das in Gleichung (D5-15) gezeigte Format besagt, dass der Momentenanteil aus dem Verhältnis von Biegemoment M an der maßgebenden Stelle zu dem Randabstand des zu erwarteten Risses ermittelt wird; der Beiwert ξ wurde iterativ zu 0,008 ermittelt. Im NA wird wiederum der Bemessungswert M_d des maßgebenden Biegemomentes verwendet, um den Bemessungswert des Momentenanteils $F_{t,M,d}$ zu ermitteln.

Die benötigte Höhe h_r ist bei rechteckigen Durchbrüchen also der Kleinstwert aus verbleibender Höhe unter oder über dem Durchbruch, $h_r = \min(h_{ro}; h_{ru})$, da dort die maximale Querkzugspannung und damit die Risse auftreten. Diese Regelung ist für kreisförmige Durchbrüche zu konservativ, da die maximalen Querkzugspannungen erst an der Stelle auftreten, an der der Kreisdurchmesser unter 45° geneigt ist. Dort gilt:

$$h_r = \min(h_{ro} + 0,15 \cdot h_d; h_{ru} + 0,15 \cdot h_d) \quad (D5-16)$$

Mit dem nach Gleichung (D5-11) ermittelten Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung $F_{t,90,d}$ wird dann der Nachweis der Querkzugfestigkeit geführt:

$$F_{t,90,d} = F_{t,v,d} + F_{t,M,d} \leq 0,5 \cdot \ell_{t,90} \cdot b \cdot k_{t,90} \cdot f_{t,90,d} \quad (D5-17)$$

mit

b Trägerbreite am Durchbruch

$f_{t,90,d}$ Bemessungswert der Querkzugfestigkeit des BSH oder LVL

$k_{t,90} = \min(1; (450/h)^{0,5})$, h in mm

$\ell_{t,90} = 0,5 \cdot (h_d + h)$ für rechteckige Durchbrüche

$\ell_{t,90} = 0,353 \cdot h_d + 0,5 \cdot h$ für kreisförmige Durchbrüche

$b \cdot \ell_{t,90}$ entspricht dabei der querkzugbeanspruchten Fläche, wobei $\ell_{t,90}$ die Höhe vom Trägerrand bis zum gegenüberliegenden Riss ist. Die Spannungen sind jedoch nicht gleichmäßig über die Fläche $b \cdot \ell_{t,90}$ verteilt, sondern in den Durchbruchsecken erreichen die Querkzugspannungen ein Maximum, ähnlich wie in einer Ausklinkungsecke, siehe

Bild D5-2. Diese Spannungsspitzen werden berücksichtigt, indem in Gleichung (D5-17) die Querkzugkraft $F_{t,90,d}$ in einer dreieckförmigen Spannung verteilt wird, was den Faktor 0,5 erklärt. Der Beiwert $k_{t,90}$ berücksichtigt den Einfluss der Höhe und ist dementsprechend ein Beiwert entsprechend Beitrag D3, berücksichtigt also den Volumeneinfluss auf die Festigkeit.

Wichtig bleibt hier zu erwähnen, dass abgerundete Ecken in Durchbrüchen vorgeschrieben sind, um Singularitätsstellen zu vermeiden und um die in den Ecken entstehenden Spannungsspitzen abzumindern, siehe auch Angabe eines Mindestradius in Bild D5-7.

D5.6 Literatur

P.J. Gustafsson, Originalbeitrag B5, STEP 1995.

Blaß H.J., Ehlbeck J., Kreuzinger H. und Steck G. (2005). Erläuterungen zur DIN 1052:08-2004. Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Holzforschung, Bruder-Verlag, Karlsruhe.

Gustafsson P.J. (1988). A study of strength of notched beams. Paper 21-10-1, CIB-W18, Parksville.

Kolb H. und Epple A. (1985). Verstärkung von durchbrochenen Brettschichtbindern. Forschungsvorhaben I.4-34810 der MPA Stuttgart.

Larsen H.J. und Riberholt H. (1972). Tests with not classified structural timber. Rapport nr R 31 (in Danish), Technical University of Denmark.

Larsen H.J. und Gustafsson P.J. (1990). The fracture energy of wood in tension perpendicular to the grain - results from a joint testing project. Paper 23-19-2, CIB-W18 Meeting 23, Lisbon.

Larsen H.J. (1992). Latest development of EC 5. Paper 25-102-1, CIB-W18 Meeting 25, Åhus.

Möhler K. und Mistler H.-L. (1978). Untersuchungen über den Einfluß von Ausklinkungen im Auflagerbereich von Holzbiegeträgern auf die Tragfestigkeit. Forschungsbericht, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe.

Riberholt H., Enquist B., Gustafsson P.J. und Jensen R.B. (1991). Timber beams notched at the support. Report TVSM-7071, Lund University.

D6 Zusammengesetzte, geklebte Bauteile

Originalbeiträge: K.H. Solli, H.J. Blaß, J.G.M. Raadschelders

Dieser Beitrag erläutert die in EC 5 geregelte Bemessung von geklebten Bauteilen mit schlanken Stegen oder Gurten. Die Ermittlung der Schnittkräfte ist hier von großer Wichtigkeit und wird ausführlich erläutert. Geklebte Bauteile kommen auf vielfältige Weise zum Einsatz. Häufig verwendet werden vor allem geklebte Biegeträger mit dünnen Stegen (Stegträger mit I-Profil oder Kastenträger, Bild D6-1 links) und flächige Produkte wie geklebte Tafелеlemente (Bild D6-1 rechts).

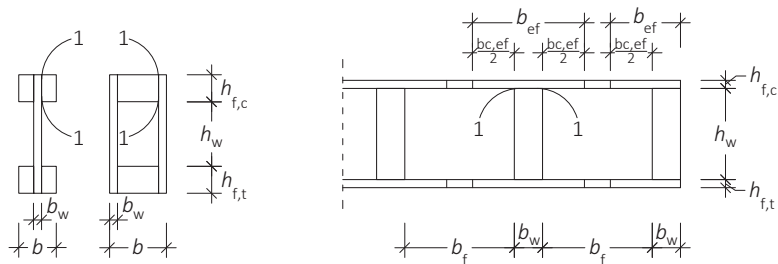


Bild D6-1 Biegeträger mit dünnen Stegen (links) und Tafелеlemente mit dünnen Gurten (rechts). 1-1 sind Klebefugen.

Während bei Steg- und Kastenträgern die Stege im Vergleich zu den Gurten verhältnismäßig dünn sind, kommen geklebte Tafелеlemente häufig als Träger mit dickwandigen Stegen und schlanken Gurten vor. Bei beiden Bauteiltypen, Stegträgern und geklebten Tafелеlementen, wird von einer linearen Dehnungsverteilung über die Trägerhöhe ausgegangen. In den Gurten von Tafелеlementen sind jedoch aufgrund von Schubverformungen in der Ebene der Beplankung die Normalspannungen rechtwinklig zur Stegachse nichtlinear verteilt. Beide Formen werden im Folgenden dementsprechend getrennt erläutert.

Geklebte Bauteile bestehen oft aus unterschiedlichen Materialien. Da unterschiedliche Steifigkeiten die Spannungsverteilung beeinflussen, muss die Steifigkeit der einzelnen Komponenten bei der Bemessung berücksichtigt werden. Weisen die verwendeten Materialien darüber hinaus ein unterschiedliches Kriechverhalten auf (unterschiedliche Kriechbeiwerte k_{def} , siehe auch Beitrag B2), ist dies bei der Bemessung ebenfalls zu berücksichtigen. In solchen Fällen muss die Spannungsverteilung für den Anfangs- und den

Endzustand ermittelt werden. Zur Ermittlung der Spannungsverteilung im Anfangszustand werden in der Regel die Mittelwerte der Steifigkeitskennwerte verwendet. Die Spannungsverteilung im Endzustand kann nach EC 5 unter Verwendung der Endwerte der Steifigkeitskennwerte berechnet werden. Gleichung (D6-1) zeigt die Ermittlung der Endwerte am Beispiel des Elastizitätsmoduls.

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}} \quad (\text{D6-1})$$

Es gilt $\psi_2 = 1,0$ bei ständigen Lasten, ansonsten ist der Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Lastanteil zu verwenden. Bei Lastkombinationen darf ψ_2 anteilig gewichtet werden.

D6.1 Geklebte Biegeträger mit schmalen Stegen

Ein geklebter, dünnstegiger Träger (Beispiel in Bild D6-1 links) setzt sich aus drei Hauptbestandteilen zusammen:

- Gurte,
- Steg,
- Klebeverbindungen zwischen den Gurten und dem Steg.

Die Gurte bestehen häufig aus keilgezinktem Vollholz, können aber auch aus anderen Materialien wie Brettschichtholz oder Furnierschichtholz (LVL) hergestellt werden. Die Gurte nehmen vor allem die Beanspruchungen infolge Biegemomenten und Längskraft auf. Da die Abmessungen der Gurte normalerweise klein sind, ist es entscheidend, dass das Material nur wenige und kleine Fehlstellen aufweist.

Der Steg kann aus verschiedenen Holzwerkstoffen wie z. B. Sperrholz, Span-, Faser- oder OSB-Platten bestehen. Es gibt auch Trägerformen mit fachwerkartigen Stegen, vor allem Schalungsträger. Der Steg nimmt in erster Linie die Beanspruchungen aus den Querkräften auf. Bei langen Trägern können Stöße in den Stegen erforderlich werden. Liegen die Stegstöße im Bereich geringer Querkräfte, dann können sie als Stumpfstöße ausgebildet werden. Andernfalls ist der Stegstöß kraftschlüssig auszuführen. Oft ist es erforderlich, den Steg im Auflagerbereich zu verstärken. Die Verstärkung kann mittels zusätzlicher Holzwerkstoffplatten ausgeführt werden, die auf den Steg aufgenagelt oder besser aufgeklebt werden. Der verstärkte Steg an Lasteinleitungsstellen oder Auflagern muss so dimensioniert werden, dass er die auftretenden Querkräfte übertragen kann.

Herstellung

Geklebte, dünnstegige Träger werden normalerweise industriell gefertigt. Um eine optimale Verbindung zwischen Steg und Gurten zu gewährleisten, ist die richtige Verklebungstemperatur von Bedeutung. Weiterhin ist wichtig, dass die Klebfugenflächen unmittelbar vor dem Kleberauftrag gehobelt oder gefräst werden und dass die Holzfeuchte von Gurt- und Stegmaterial kontrolliert wird.

Verwendung von geklebten, dünnstegigen Trägern

Geklebte, dünnstegige Träger weisen, bezogen auf ihr Eigengewicht, eine sehr hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit auf. Das geringe Gewicht erleichtert den Transport und die Montage. Außerdem können sie mit Werkzeugen von Hand einfach bearbeitet werden. Grundsätzlich können diese Träger anstelle von Vollholzbalken verwendet werden. Häufig werden geklebte, dünnstegige Träger bei Deckenkonstruktionen eingesetzt, wenn ausreichend große Querschnitte aus Vollholz schwer zu beschaffen sind oder wenn Brett-schichtholz (bei Längen von 5 bis 8 m) dafür zu teuer wäre. Beim Einsatz in Decken- und Wandkonstruktionen kann die Trägerhöhe 300 bis 500 mm betragen. Dadurch wird der Einbau verschiedener technischer Gebäudeausrüstungen erleichtert. Die Konstruktionshöhe gewährleistet auch genügend Platz für eventuell erforderliches Dämmmaterial. In Ländern mit kaltem Winter wird für die Querschnittsmaße der Wandpfosten die erforderliche Dämmstoffdicke maßgebend. Verwendet man dabei einen geklebten, dünnstegigen Querschnitt, wird der Dämmstoffanteil maximiert. In der Nutzungsklasse 3 ist der Einsatz von geklebten, dünnstegigen Trägern wegen der Einschränkungen für die Verwendung des Stegmaterials in dieser Nutzungsklasse kaum möglich.

Besondere Gesichtspunkte bei Herstellung und Transport

Die Steifigkeit um die z-Achse ist im Vergleich zu derjenigen um die y-Achse sehr gering (Achsendefinition siehe Bild D6-2). Dies muss bei der Herstellung und beim Transport vom Herstellwerk zur Baustelle beachtet werden. Die Stegmaterialien sind zudem gegenüber Beschädigung bei Transport und Montage empfindlich. Die Träger müssen während der Bauphase vor Feuchtigkeit geschützt werden. Steigt der Feuchtegehalt im Steg zu stark an, erhöht sich die Gefahr bleibender Verformungen im fertigen Bauwerk erheblich.

Seitliche Stabilität

Gedrückte Gurte müssen abgestützt werden, um seitliche Ausbiegung und Kippen zu vermeiden. Für Träger in einachsigen gespannten Deckenkonstruktionen ist die Verbindung zwischen Druckgurt und Deckenbepankung in der Regel ausreichend, um das seitliche Ausweichen zu verhindern. Es ist darauf zu achten, dass auch im Untergurt Druckspannungen auftreten können, wie z. B. über den Innenstützen von Durchlaufträgern.

Wirksame Querschnittswerte

Für die nachfolgenden Berechnungen wird angenommen, dass Gurte und Steg so miteinander verklebt sind, dass sie eine konstruktive Einheit bilden. Weiterhin wird angenommen, dass die Dehnungen über die Trägerhöhe linear verlaufen. Nach dem Hooke'schen Gesetz für linear-elastisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten können die Spannungen in einem Punkt aus dem Produkt von Dehnung und Elastizitätsmodul berechnet werden. Da ein Träger aus Materialien mit unterschiedlichen Elastizitätsmodul zusammengesetzt sein kann, bedeutet dies, dass die Spannungen über die Trägerhöhe nichtlinear verteilt sind. Bild D6-2 zeigt ein Beispiel, wie die Spannungen im Trägerquerschnitt infolge eines Biegemomentes variieren.

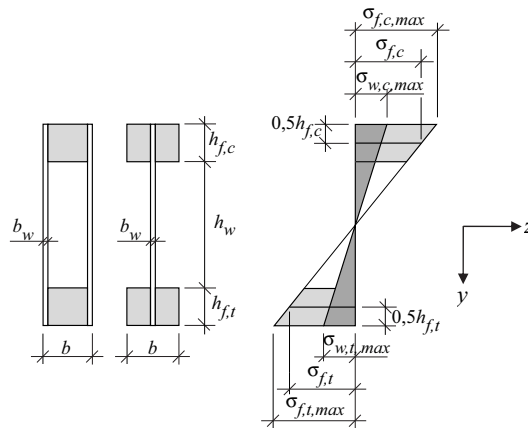


Bild D6-2 Beispiel für die Spannungsverteilung in geklebten Kasten- und I-Trägern, Index w = Steg, Index f = Gurt. (STEP 1995 Beitrag B9)

Da die Elastizitätsmoduln im Querschnitt unterschiedlich sind, werden üblicherweise wirksame (effektive) Querschnittswerte berechnet. Dabei kann z. B. das Gesamtprofil als Querschnitt aus homogenem Material mit den gleichen Eigenschaften wie das Gurtmaterial betrachtet werden. Bei einem solchen Ansatz muss die Stegbreite mit dem Verhältnis der mittleren Elastizitätsmoduln abgemindert werden. Alle angegebenen Gleichungen gelten für ständige Einwirkungen mit $\psi_2 = 1,0$; bei anderen Einwirkungen gilt $(1 + \psi_2 \cdot k_{def})$ anstelle von $(1 + k_{def})$, siehe Gleichung (D6-1).

Die wirksame Querschnittsfläche (Index f = Gurt (flange), Index w = Steg (web)) wird also über eine gewichtete Stegfläche ermittelt:

$$A_{ef} = A_f + \frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \cdot \frac{1 + k_{def,f}}{1 + k_{def,w}} \cdot A_w \quad (D6-2)$$

Das wirksame Flächenmoment 2. Grades ebenso:

$$I_{\text{ef}} = I_f + \frac{E_{\text{mean,w}}}{E_{\text{mean,f}}} \cdot \frac{1 + k_{\text{def,f}}}{1 + k_{\text{def,w}}} \cdot I_w \quad (\text{D6-3})$$

Der hier verwendete Ansatz ist die sogenannte **Verbundtheorie**. Alle aus der Elastizitätstheorie bekannten Gleichungen zu Spannungen und Verformungen sind gültig. Der einzige Unterschied ist, dass die Elastizitätsmoduln nicht mehr konstant sind. Um nun doch mit einem Vollquerschnitt und einem einzigen Elastizitätsmodul rechnen zu können, müssen die Querschnittswerte angepasst werden, um die Steifigkeitsunterschiede und damit das unterschiedliche Verformungsverhalten zu berücksichtigen. Als Bezugswert E_0 für den E-Modul wird oft der E-Modul des maßgebenden Werkstoffes, hier der Gurte, verwendet. Über das Verhältnis der Elastizitätsmodule E_i/E_0 können dann die einzelnen Flächen in wirksame Flächen umgerechnet werden: $A_{\text{ef},i} = E_i/E_0 \cdot A_i$. Die wirksamen Flächenmomente 2. Grades folgen daraus: $I_{\text{ef},i,y} = \int z^2 \cdot E_i/E_0 \cdot dA$ und die einzelnen Schnittkräfte ergeben sich zu: $M_{i,y} = E_0 \cdot I_{\text{ef},i,y} \cdot \psi'$, $M_{i,z} = E_0 \cdot I_{\text{ef},i,z} \cdot \psi'$, $N_i = E_0 \cdot A_{\text{ef},i} \cdot \varepsilon$ (mit ψ' = Ableitung des Winkels).

Nachweis der Gurtspannungen

In einem Trägerquerschnitt unter Biegebeanspruchung treten in den Gurten vor allem Längsdruck- und Längszugspannungen auf. Der Biegeanteil ist gering. Bei einem symmetrischen Querschnitt, der nur ein Biegemoment aufzunehmen hat, sind die Spannungen im Druck- und Zuggurt betragsmäßig gleich. Wird ein Träger zusätzlich zum Biegemoment durch Druck- oder Zugkräfte in axialer Richtung beansprucht, ergeben sich die maximalen Spannungen in den Randfasern des Druckgurtes aus der Summe der Spannungen infolge Biegemoment M_d und Längsdruckkraft F_d , wobei y_{max} der Abstand der Randfasern zur Spannungsnullebene ist, beim Zuggurt analog:

$$\sigma_{f,c,\text{max},d} = \frac{M_d}{I_{\text{ef}}} \cdot y_{\text{max}} + \frac{F_d}{A_{\text{ef}}} \quad (\text{D6-4})$$

In Gleichung (D6-4) ist der Ersatz der Querschnittswerte durch wirksame Werte nach der Verbundtheorie deutlich zu erkennen; alles andere bleibt wie bisher aus der technischen Biegelehre bekannt. Um hingegen die Längsspannungen im Schwerpunkt des Druckgurtes berechnen zu können, muss in Gleichung (D6-4) der Abstand y_c des Schwerpunkts zur Spannungsnullebene berücksichtigt werden (Zuggurt analog):

$$\sigma_{f,c,d} = \frac{M_d}{I_{\text{ef}}} \cdot y_c + \frac{F_d}{A_{\text{ef}}} \quad (\text{D6-5})$$

Für die Berechnung der Spannungen muss die Lage der Spannungsnullebene also immer ermittelt werden. Für symmetrische Querschnitte ist dies trivial und $y_{\max} = h/2$ mit der Trägerhöhe h (siehe Gleichungen (D6-23) und (D6-24) für eine exemplarische Herleitung der Lage der Spannungsnullebene).

Die berechneten Spannungen müssen nun mit den Bemessungswerten der Festigkeiten des Druckgurtes verglichen werden:

$$\sigma_{f,c,\max,d} \leq f_{f,m,d} \quad \text{bzw.} \quad \sigma_{f,c,d} \leq k_c \cdot f_{f,c,0,d} \quad (\text{D6-6})$$

In Gleichung (D6-6) wird mit dem Nachweis des Druckgurtes auch ein mögliches Knicken berücksichtigt. Dies geschieht durch den bereits aus Beitrag D2 bekannten Beiwert k_c (dort Beiwert $k_{c,z}$ in Gleichung (D2-7)). Dieser Beiwert k_c darf konservativ (vor allem für Kastenquerschnitte auf der sicheren Seite liegend) nach EC 5 mit folgendem Schlankheitsgrad λ_z ermittelt werden (Schritte: $\lambda_z \rightarrow \lambda_{\text{rel}} \rightarrow k_z \rightarrow k_c$):

$$\lambda_z = \sqrt{12} \cdot \frac{l_c}{b} \quad \left(\lambda_z = \frac{l_{\text{ef}}}{i} = \frac{l_{\text{ef}}}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_{\text{ef}}}{\sqrt{b^2/12}} \right) \quad (\text{D6-7})$$

l_c ist der Abstand der seitlichen Abstützungen des Druckgurtes, b ist die Gurtbreite (siehe Bild D6-2). Der Druckgurt wird damit als Druckstab ohne Berücksichtigung der seitlichen Stützung durch den Steg betrachtet. Die Spannungen im Zuggurt sind entsprechend zu berechnen, jedoch ohne Knickbeiwert k_c .

Nachweis der Steglängsspannungen

Der Steg hat vor allem die Schubspannungen infolge Querkraft aufzunehmen, Anteile des Biegemomentes und der Längskräfte erzeugen aber auch Normalspannungen im Steg. Deshalb ist die Tragfähigkeit des Steges auch hinsichtlich dieser Spannungen zu überprüfen. Da eine lineare Dehnungsverteilung über die Trägerhöhe angenommen wird, können die Steglängsspannungen σ_w mit der Verbundtheorie in folgender allgemeiner Form aus den Spannungen im Gurt σ_f berechnet werden:

$$\sigma_w = \sigma_f \cdot \frac{E_{\text{mean},w}}{E_{\text{mean},f}} \quad (\text{D6-8})$$

Bzw., unter Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer und der Nutzungsklasse:

$$\sigma_w = \sigma_f \cdot \frac{E_{\text{mean},w}}{E_{\text{mean},f}} \cdot \frac{1 + k_{\text{def},f}}{1 + k_{\text{def},w}} \quad (\text{D6-9})$$

Um die Steglängsspannungen σ_w ausrechnen zu können, müssen also zuerst die Gurtspannungen σ_f an dem Punkt ermittelt werden, an dem auch σ_w ausgerechnet werden soll. Dies geschieht analog den Gleichungen (D6-4) und (D6-5):

$$\sigma_{f,d} = \frac{M_d}{I_{\text{ef}}} \cdot y_1 + \frac{F_d}{A_{\text{ef}}} \quad (\text{D6-10})$$

Die maximale Spannung am Druckrand des Steges $\sigma_{w,c,\text{max},d}$ berechnet sich dann mit Gleichungen (D6-10) und (D6-9) zu:

$$\sigma_{w,c,\text{max},d} = \left(\frac{M_d}{I_{\text{ef}}} \cdot y_{w,c} + \frac{F_d}{A_{\text{ef}}} \right) \cdot \frac{E_{\text{mean},w}}{E_{\text{mean},f}} \cdot \frac{1 + k_{\text{def},f}}{1 + k_{\text{def},w}} \quad (\text{D6-11})$$

$y_{w,c}$ ist nun der Abstand des Druckrandes des Steges von der Spannungsnullebene des Trägers.

Diese Spannung muss folgende Bedingung erfüllen:

$$\sigma_{w,c,\text{max},d} \leq f_{w,c,d} \quad (\text{D6-12})$$

Die maximale Spannung am Zugrand des Steges berechnet sich entsprechend zu:

$$\sigma_{w,t,\text{max},d} = \left(\frac{M_d}{I_{\text{ef}}} \cdot y_{w,t} + \frac{F_d}{A_{\text{ef}}} \right) \cdot \frac{E_{\text{mean},w}}{E_{\text{mean},f}} \cdot \frac{1 + k_{\text{def},f}}{1 + k_{\text{def},w}} \quad (\text{D6-13})$$

$y_{w,t}$ ist der Abstand des Zugrandes des Steges von der neutralen Achse des Trägers.

Diese Spannung muss folgende Bedingung erfüllen:

$$\sigma_{w,t,\text{max},d} \leq f_{w,t,d} \quad (\text{D6-14})$$

$f_{w,c,d}$ und $f_{w,t,d}$ sind die Bemessungswerte der Biegedruck- und Biegezugfestigkeiten des Steges. Wenn keine anderen Werte vorliegen, sollten die Bemessungswerte der Zug- und Druckfestigkeit des Steges für Biegung in Plattenebene verwendet werden.

Nachweis der Schubspannungen im Steg

Falls Gleichung (D6-15) eingehalten wird, ist kein genauere Beulnachweis notwendig:

$$h_w \leq 70 \cdot b_w \quad (\text{D6-15})$$

In diesem Fall muss der Bemessungswert der Querkraft in jedem Steg $F_{w,v,Ed}$ folgende Bedingung einhalten (geometrische Angaben siehe Bild D6-2):

$$F_{w,v,Ed} \leq b_w \cdot h_w \cdot \left(1 + \frac{0,5 \cdot (h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) \cdot f_{v,0,d} \quad \text{für } h_w \leq 35 \cdot b_w$$

$$F_{w,v,Ed} \leq 35 \cdot b_w^2 \cdot \left(1 + \frac{0,5 \cdot (h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) \cdot f_{v,0,d} \quad \text{für } 35 \cdot b_w \leq h_w \leq 70 \cdot b_w$$
(D6-16)

$f_{v,0,d}$ ist der Bemessungswert der Schubfestigkeit bei Scheibenbeanspruchung. Da, wie in Bild D6-2 zu sehen, die tragende Höhe des Steges größer ist als die lichte Höhe h_w , wird die Steghöhe als Abstand der Gurtschwerpunkte ermittelt. Je schlanker der Steg ist, also je größer h_w im Vergleich zu b_w ist, desto höher ist die Beulgefahr des Steges. Die Begrenzung der wirksamen Höhe h_w auf $35 \cdot b_w$ (untere Gleichung) stellt also einen indirekten Beulnachweis dar.

Nachweis der Schubspannungen in der Klebfuge zwischen Gurt und Steg

Die Festigkeit einer ordnungsgemäßen Klebfuge ist höher als die Schubfestigkeit des Gurt- und Stegmaterials. Normalerweise ist das schwächste Glied in einer solchen Verbindung die Schubfestigkeit des Steges $f_{v,90}$ parallel zur Plattenebene („Rollschubfestigkeit“). Es wird unterstellt, dass die Bemessungsschubspannung $\tau_{\text{mean},d}$ im betrachteten Querschnitt (also in den beiden Klebfugen zwischen Steg und Druck- oder Zuggurt, siehe Bild D6-2) bei Gurthöhen $h_f \leq 4 \cdot b_{ef}$ gleichmäßig verteilt ist, weshalb die Schubspannung mit der technischen Biegelehre ermittelt werden kann:

$$\tau_{\text{mean},d} = \frac{V_d \cdot S_f}{I_{ef} \cdot \ell_g} \quad (\text{D6-17})$$

mit

S_f Flächenmoment 1. Grades eines Gurtes (statisches Moment),
bezogen auf die neutrale Achse des Trägerquerschnitts

$\ell_g = 2 \cdot h_{f,c(t)}$ bei Querschnitten nach Bild D6-2

Die Schubspannung sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$\begin{aligned} \tau_{\text{mean,d}} &\leq f_{v,90,d} && \text{für } h_f \leq 4 \cdot b_{\text{ef}} \\ \tau_{\text{mean,d}} &\leq f_{v,90,d} \cdot \left(\frac{4 \cdot b_{\text{ef}}}{h_f} \right)^{0,8} && \text{für } h_f > 4 \cdot b_{\text{ef}} \end{aligned} \quad (\text{D6-18})$$

mit

$f_{v,90,d}$	Bemessungswert der Rollschubfestigkeit des Steges
h_f	entweder $h_{f,c}$ oder $h_{f,tv}$, abhängig davon, ob die Klebfugen im Druck- oder Zuggurt nachgewiesen werden
$b_{\text{ef}} = b_w$	für Kastenträger
$b_{\text{ef}} = b_w/2$	für I-Träger

Die Aufteilung von Gleichung (D6-18) in Abhängigkeit von der Flanshhöhe h_f ist notwendig, da die Schubspannungen in der Klebfläche zwischen Flansch und Steg in Wirklichkeit nicht gleichmäßig verteilt sind. Bis zu einer Klebflächenhöhe h_f von $4 \cdot b_{\text{ef}}$ kann diese ungleichmäßige Verteilung vernachlässigt werden, bei größeren Flanshhöhen muss die Schubspannung jedoch erhöht bzw. wie in Gleichung (D6-18), die Schubfestigkeit abgemindert werden, um dieser ungleichmäßigen Verteilung mit höheren Maximalwerten Rechnung zu tragen. Die bisher gezeigten Gleichungen zur Ermittlung der Normal- und Schubspannungen in den einzelnen Bauteilen können jedoch auch allgemeiner formuliert werden, wie dies am Ende dieses Beitrages gezeigt wird.

D6.2 Geklebte Bauteile mit dünnen Gurten (Tafelelemente)

Im vorherigen Abschnitt wurden geklebte Bauteile mit schmalen Stegen und dicken Gurten erläutert. Es gibt jedoch auch geklebte Bauteile mit dünnen, schlanken Gurten, bei denen aufgrund der großen Schlankheit der Gurte sowohl die Schubverformungen in diesen Querschnittsteilen als auch ein mögliches Stabilitätsversagen der Gurte (Beulen) berücksichtigt werden müssen. Geklebte Tafелеlemente (Bild D6-3) kann man unter Berücksichtigung einer wirksamen Beplankungsbreite auf Träger mit dünnen Gurten zurückführen. Die Klebfugen zwischen Rippen und Beplankung werden bei der Bemessung als starr angesehen. Folglich wird auch hier eine lineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe des zusammengesetzten Bauteils angenommen, Bild D6-4 (b). Die Verbindungen zwischen Beplankung und Rippen werden häufig auch mit mechanischen Verbindungsmitteln ausgeführt. Dann muss die Verschiebung in der Verbindung Steg-Gurt bei der Spannungsermittlung berücksichtigt werden, Bild B6-4 (d). Solche nachgiebigen, mit mechanischen Verbindungsmitteln verbundenen Tafелеlemente sind nicht Teil dieses Beitrages, können aber mit den in Beitrag D7 vorgestellten Verfahren bemessen werden.

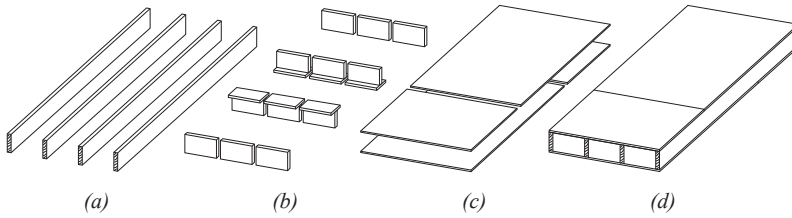


Bild D6-3 Aufbau eines Tafелеlements. (a) Rippen, (b) Querrippen bzw. Laschen (c) obere und untere Beplankung, (d) Tafелеlement. (STEP 1995 Beitrag B10)

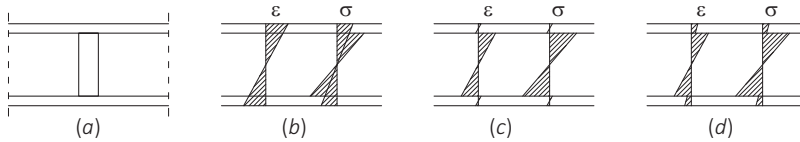


Bild D6-4 Dehnungs- und Spannungsverteilung im Querschnitt. (a) Querschnitt (mit unterschiedlichem E-Modul von Gurt und Steg), (b) starre Verbindung, (c) keine Verbindung, (d) nachgiebige Verbindung.

Wirksame Beplankungsbreite

Aufgrund von Schubverformungen in der Ebene der Beplankung sind die Normalspannungen in der Mittelebene der freien Gurtbereiche nicht gleichmäßig verteilt (siehe Bild D6-5). Die Beiträge der Gurte zur Biegesteifigkeit bzw. Biegetragfähigkeit des zusammengesetzten Querschnitts nehmen daher mit zunehmendem Abstand von den Rippen ab. Das Ausmaß der Spannungsabnahme hängt vor allem von den Verhältniswerten b_f/ℓ und E/G ab. Hierin sind b_f der lichte Rippenabstand, ℓ die Spannweite, E der Elastizitätsmodul des Gurtes in Richtung der Rippen und G der Schubmodul des Gurtes, für beide Moduln werden die mittleren Werte für Scheibenbeanspruchung herangezogen. Die wirksame Beplankungsbreite nimmt mit zunehmenden Werten E/G und b_f/ℓ ab.

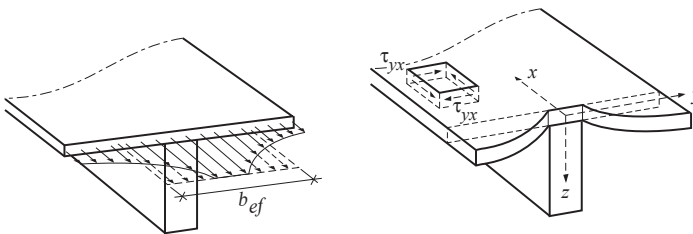


Bild D6-5 Spannungsverteilung im Gurt. (STEP 1995 Beitrag B10)

Die Herleitung der wirksamen Beplankungsbreite unter Berücksichtigung der Schubverformungen der Gurte ist in Möhler et al. (1963) angegeben. Der sich daraus ergebende Verhältniswert zwischen wirksamer und tatsächlicher Beplankungsbreite b_{ef}/b_f für Einfeldträger unter Gleichstreckenlast ist:

$$\frac{b_{\text{ef}}}{b_f} = \frac{(\lambda_1 \cdot \tanh \alpha_1 - \lambda_2 \cdot \tanh \alpha_2)}{\pi \cdot (\lambda_1^2 - \lambda_2^2)} \cdot \frac{2 \cdot \ell}{b_f} \quad (\text{D6-19})$$

mit

$$\alpha_1 = \frac{\lambda_1 \cdot \pi \cdot b_f}{2 \cdot \ell} \quad \text{und} \quad \alpha_2 = \frac{\lambda_2 \cdot \pi \cdot b_f}{2 \cdot \ell}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{a + \sqrt{a^2 - c}} \quad \text{und} \quad \lambda_2 = \sqrt{a - \sqrt{a^2 - c}}$$

$$a = \frac{E_y}{2 \cdot G} - \mu_{xy} \quad \text{und} \quad c = \frac{E_y}{E_x}$$

μ_{xy} ist die Querdehnhzahl der Beplankung.

Um bei der Bemessung von Holztafeln dennoch die technische Biegelehre anwenden zu können, wird das Konzept der wirksamen Beplankungsbreite benutzt. Die wirksame Beplankungsbreite b_{ef} ist dabei definiert als die Breite eines ideellen Gurtes, bei dem die Normalspannungen im Schwerpunkt des Gurtes aus der technischen Biegelehre dem entsprechenden Größtwert nach der strengeren Theorie (Möhler et al., 1963) entsprechen. Die gesamte Normalkraft in den Gurten wie auch das Widerstandsmoment des Gesamtquerschnitts bleibt damit in beiden Fällen (technische Biegelehre und strenge Theorie) gleich. In EC 5 sind die Näherungswerte für die wirksame Beplankungsbreite b_{ef} für Innenrippen wie folgt angegeben (Bezeichnungen siehe Bild D6-6):

$$b_{\text{ef}} = b_{\text{c,ef}} + b_w \quad \text{oder} \quad b_{\text{ef}} = b_{\text{t,ef}} + b_w \quad (\text{D6-20})$$

Die entsprechende Näherungsgleichung für Randleisten lautet:

$$b_{\text{ef}} = 0,5 \cdot b_{\text{c,ef}} + b_w \quad \text{oder} \quad b_{\text{ef}} = 0,5 \cdot b_{\text{t,ef}} + b_w \quad (\text{D6-21})$$

Tabelle D6-1 aus EC 5 gibt Größtwerte für die wirksamen Beplankungsbreiten $b_{c,ef}$ und $b_{t,ef}$, wobei der Versagensfall „Ausbeulen“ nur für den Druckgurt (Ermittlung von $b_{c,ef}$) relevant ist. Die wirksamen Breiten $b_{c,ef}$ bzw. $b_{t,ef}$ sollten also nicht größer angenommen werden als der unter Berücksichtigung der Schubverformung berechnete Größtwert nach Gleichung (D6-19). Außerdem sollte $b_{c,ef}$ nicht größer angenommen werden als der unter Berücksichtigung des Ausbeulens der Beplankung berechnete Größtwert nach Tabelle D6-1. Tabelle D6-1 aus EC 5 weicht erheblich von der in DIN 1052 gegebenen Tabelle ab (dort Tabelle 5). Nicht allein sind die gegebenen Größtwerte teils anders, die Angaben sind auch weitaus weniger ausführlich. Im NA ist weiterhin geregelt, dass Furnierschichtholz (LVL) mit Querlagen wie Sperrholz und Brettsperrholz wie OSB-Platten behandelt werden dürfen.

Bild D6-7 zeigt den Verlauf der wirksamen Beplankungsbreite nach Gleichung (D6-19) und die entsprechende Näherung nach EC 5 für Schubverformungen. In den meisten praktischen Fällen liegt das Verhältnis b_f/ℓ unter 0,3.

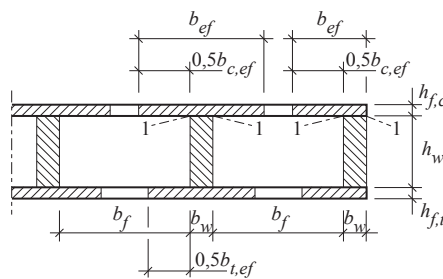


Bild D6-6 Tafелеlement. (STEP 1995 Beitrag B10)

Tabelle D6-1 Größtwerte der wirksamen Beplankungsbreite unter Berücksichtigung der Schubverformung ($b_{c,ef}$ und $b_{t,ef}$) und des Ausbeulens ($b_{c,ef}$).

Beplankung	Schubverformung	Ausbeulen
Sperrholz mit der Faserrichtung der Deckfurniere:		
- parallel zu den Stegen	$0,1 \cdot \ell$	$25 \cdot h_f$
- rechtwinklig zu den Stegen	$0,1 \cdot \ell$	$20 \cdot h_f$
OSB-Platten	$0,15 \cdot \ell$	$25 \cdot h_f$
Spanplatten oder Faserplatten mit beliebiger Faserorientierung	$0,2 \cdot \ell$	$30 \cdot h_f$

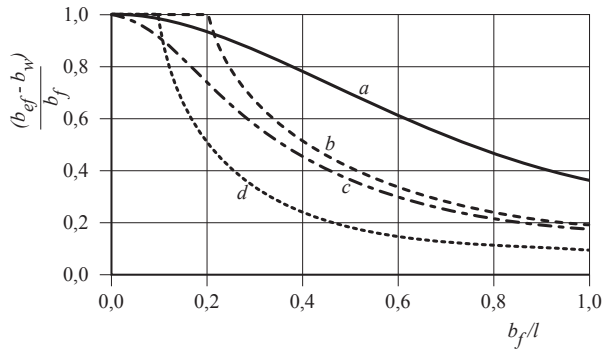


Bild D6-7 Wirksame Beplankungsbreite. *a* Spanplatte Gleichung (D6-19), *b* Spanplatte EC 5, *c* Sperrholz Gleichung (D6-19), *d* Sperrholz EC 5. (STEP 1995 Beitrag B10)

Auf Druck beanspruchte Gurte sind beulgefährdet. Ein genauere Beulnachweis kann z. B. nach von Halász und Cziesielski (1966) geführt werden. Erfolgt kein genauere Beulnachweis, sollte der lichte Rippenabstand b_f nicht größer angenommen werden als das doppelte der unter Berücksichtigung des Ausbeulens ermittelten wirksamen Beplankungsbreite $b_{c,ef}$ und $b_{t,ef}$ (Tabelle D6-1). Bei Holztafeln mit Nagel- oder Klammerverbindungen muss der Auszieh Widerstand der Verbindungsmittel groß genug sein, um ein Ausbeulen der Holzwerkstoffplatten über den Rippen zu verhindern.

Nachweise

Geklebte Holztafeln werden unter der Annahme starrer Verbindungen zwischen Rippen und Beplankung berechnet. Die Vorgehensweise ist analog zu der Vorgehensweise bei Biegeträgern mit schmalen Stegen (Abschnitt D6.1). Der einzige Unterschied liegt im Schubnachweis der (hier dünnwandigen) Beplankung (in Abschnitt D6.1 Gleichung (D6-18)). Auch hier wird von einer gleichmäßigen Verteilung der Schubspannung $\tau_{mean,d}$ in der betrachteten Klebfuge (Schnitt 1-1 in Bild D6-6) ausgegangen. Die ermittelte Schubspannung sollte die folgende Bedingung erfüllen:

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d} \quad \text{für } b_w \leq 8 \cdot h_f$$

$$\tau_{mean,d} \leq f_{v,90,d} \cdot \left(\frac{8 \cdot h_f}{b_w} \right)^{0,8} \quad \text{für } b_w > 8 \cdot h_f \quad (D6-22)$$

mit

$f_{v,90,d}$ Bemessungswert der Rollschubfestigkeit der Beplankung

h_f entweder $h_{f,c}$ oder $h_{f,t}$

Weiterhin gilt, dass $8 \cdot h_f$ durch $4 \cdot h_f$ zu ersetzen ist, wenn U-förmige Querschnitte betrachtet werden.

Verallgemeinerung

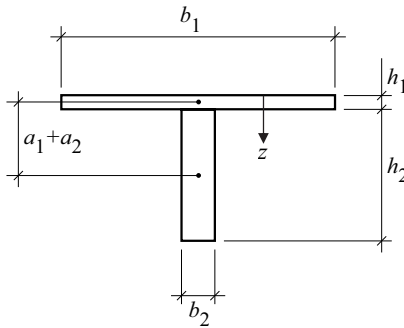


Bild D6-8 Querschnitt einer geklebten Holztafel. 1 bezeichnet den Gurt, 2 den Steg. (STEP 1995 Beitrag B10)

Im Folgenden soll noch kurz am Beispiel einer Holztafel mit nur einer Beplankung gezeigt werden, wie Biegesteifigkeiten und maßgebende Spannungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Materialsteifigkeiten berechnet werden können. Alle geometrischen Angaben sind Bild D6-8 zu entnehmen. Zuerst muss die Lage der Spannungsnullebene bestimmt werden, wobei auch hier mit der Verbundtheorie der Einfluss der unterschiedlichen Elastizitätsmodule zu berücksichtigen ist:

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^2 z_i \cdot E_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^2 E_i \cdot A_i} = \frac{h_1/2 \cdot E_1 \cdot A_1 + (h_1 + h_2/2) \cdot E_2 \cdot A_2}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2} - \frac{h_1}{2} = \frac{E_2 \cdot A_2 \cdot (h_1 + h_2)}{2 \cdot (E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2)} \quad (D6-23)$$

$$a_2 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_1 \quad (D6-24)$$

Die wirksame Biegesteifigkeit ergibt sich mit der Verbundtheorie zu:

$$(E \cdot I)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^2 (E_i \cdot I_i + E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (D6-25)$$

Die Druckspannung im Schwerpunkt des Gurtes ist:

$$\sigma_{1,c} = \frac{M}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \cdot E_1 \cdot a_1 \quad (D6-26)$$

Die Druckspannung an der Oberkante des Gurtes ist:

$$\sigma_{1,c,\max} = \frac{M}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \cdot E_1 \cdot \left(a_1 + \frac{h_1}{2} \right) \quad (\text{D6-27})$$

Die Zugspannung im Stegschwerpunkt ist:

$$\sigma_{2,t} = \frac{M}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \cdot E_2 \cdot a_2 \quad (\text{D6-28})$$

Die Biegespannung an der Stegunterkante ergibt sich zu:

$$\sigma_{2,t,\max} = \frac{M}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \cdot E_2 \cdot \left(a_2 + \frac{h_2}{2} \right) \quad (\text{D6-29})$$

Die Schubspannung in der Verbindung Steg-Gurt ist (wird für die Nachweise der Gleichung (D6-22) benötigt):

$$\tau_{\max} = \frac{V \cdot S_1}{(E \cdot I)_{\text{ef}} \cdot b_2} \cdot E_1 = \frac{V \cdot A_1 \cdot a_1}{(E \cdot I)_{\text{ef}} \cdot b_2} \cdot E_1 \quad (\text{D6-30})$$

S_1 ist das statische Moment des Gurtes, weshalb E_1 als E-Modul gewählt werden muss, b_2 ist die Breite der Klebfuge.

Die Gleichungen (D6-26) bis (D6-30) entsprechen den bereits gegebenen Gleichungen (D6-4) oder (D6-17) und sind lediglich allgemeiner formuliert und nicht auf einen Elastizitätsmodul E_0 bezogen, so dass hier Rückrechnungen wie z. B. in Gleichung (D6-11) nicht mehr notwendig sind, wenn die Spannungen in den Bauteilen mit einem anderen als dem Bezugselastizitätsmodul E_0 ausgerechnet werden sollen. Die Bemessungswerte der Spannungen dürfen die entsprechenden Bemessungswerte der Festigkeit nicht überschreiten. Die hier ermittelten Spannungen entsprechen den Spannungen im Anfangszustand; für die Spannungen im Endzustand müssen die Elastizitätsmoduln noch durch $(1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}})$ geteilt werden (Gleichung (D6-1)). Beplankte Holztafeln mit nachgiebigen Verbindungen zwischen Steg und Gurt können mit dem in Beitrag D7 vorgestellten γ -Verfahren berechnet werden.

D6.3 Literatur

K.H. Solli, H.J. Blaß, J.G.M. Raadschelders, Originalbeiträge B9, B10, STEP 1995.

Von Halász R., und Cziesielski E. (1966). Berechnung und Konstruktion geleimter Träger mit Stegen aus Furnierplatten. Berichte aus der Bauforschung Heft 47, Seiten 75-118.

Möhler K., Abdel-Sayed G., Ehlbeck J. (1963). Zur Berechnung doppelschaliger, geleimter Tafелеlemente. Holz als Roh- und Werkstoff 21:328-333.

D7 Nachgiebig verbundene Biegeträger und Brettsperrholzbauteile

Originalbeitrag: H. Kreuzinger

Nachgiebig verbundene Biegeträger bestehen aus mindestens zwei Teilstäben, die entweder durch nachgiebige mechanische Verbindungsmittel oder durch vergleichsweise schubweiche Schichten verbunden sind. Durch Querkräfte entstehen Relativverschiebungen zwischen den Teilstäben, die durch die Nachgiebigkeit der mechanischen Verbindungen oder durch Schubverformungen verursacht werden. Als Folge der Relativverschiebungen gilt die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr und die technische Biegelehre kann für die nachgiebig verbundenen Gesamtquerschnitte nicht angewendet werden. In Längsrichtung sind die Teilstäbe nachgiebig verbundener Biegeträger in der Regel ungestoßen. In den Fugen zwischen den einzelnen Teilstäben werden im Wesentlichen Schubkräfte übertragen. Als mechanische Verbindungsmittel werden dabei Nägel, Schrauben, Bolzen, Dübel besonderer Bauart oder Nagelplatten eingesetzt.

Geklebte Verbindungen werden zwar als starr angesehen (siehe Beitrag D6), jedoch können schubweiche Zwischenschichten wie z. B. durch Rollschub beanspruchte Querlagen in Bauteilen aus Brettsperrholz ähnliche Verschiebungen zwischen den Längslagen verursachen wie mechanische Verbindungen. Die Tragfähigkeit und Steifigkeit nachgiebig verbundener Biegeträger liegt zwischen den entsprechenden Werten von Biegeträgern aus Teilstäben ohne Verbund und starr verbundenen Teilstäben. Mit zunehmender Verbundsteifigkeit zwischen den Teilstäben nehmen die Tragfähigkeit und Steifigkeit nachgiebig verbundener Biegeträger zu. Bild D7-1 veranschaulicht die Auswirkung eines nachgiebigen Verbundes anhand der Gesamtverformung und des Verlaufs der Biegespannungen über die Querschnittshöhe für einen Vollquerschnitt (A), einen Querschnitt aus drei lose übereinander gelegten Einzelquerschnitten (C) und einen Querschnitt aus drei nachgiebig verbundenen Einzelquerschnitten (B).

Unter der Annahme gleicher Elastizitätsmoduln für das Holz in den Biegeträgern A, B und C, gleicher Beanspruchung und Spannweite ist der Größtwert der Biegerandspannung σ_C im Träger C in Bild D7-1 dreimal so groß wie der entsprechende Wert der Biegerandspannung σ_A für den Vollquerschnitt des Trägers A. Für einen Einfeldträger mit konstanter Streckenlast ergibt sich damit ein Verhältnis zwischen der maximalen Durchbiegung u_C für Träger C und der maximalen Durchbiegung u_A für Träger A von neun. Werden

die Teilstäbe nachgiebig miteinander verbunden, können die Biegegrandspannung und die Durchbiegung im Vergleich zu Träger C verringert werden. Bei gleich großen Elastizitätsmoduln und Maßen der Träger gilt für das in Bild D7-1 dargestellte System stets $\sigma_A \leq \sigma_B \leq \sigma_C = 3 \cdot \sigma_A$ und $u_A \leq u_B \leq u_C = 9 \cdot u_A$.

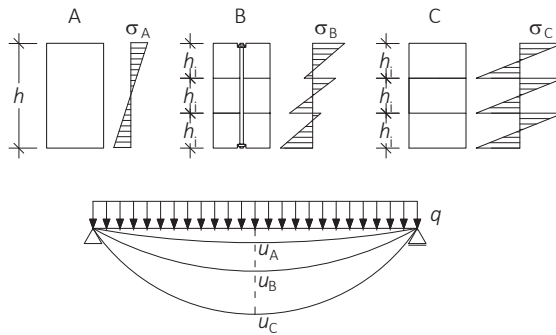


Bild D7-1 Durchbiegung und Biegespannungsverteilung eines Vollquerschnitts (A), eines Querschnitts aus drei nachgiebig verbundenen Einzelquerschnitten (B) und eines Querschnitts aus drei nicht verbundenen Einzelquerschnitten (C).

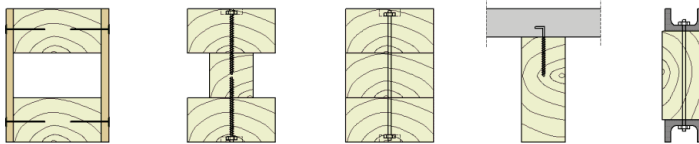


Bild D7-2 Auswahl möglicher Querschnittsformen nachgiebig verbundener Biegeträger.

Verbundträger können entweder nur aus Holzbauteilen oder auch aus anderen Baustoffen bestehen. Mit Hilfe geeigneter mechanischer Verbindungsmittel können im Prinzip beliebige Baustoffe zu einem Verbundbauteil zusammengesetzt werden. Beispiele möglicher Querschnittsaufbauten für nachgiebig verbundene Biegeträger zeigt Bild D7-2 (Holz-Beton-Verbund siehe auch Beitrag D10). Die wichtigsten Berechnungsverfahren für nachgiebig verbundene Biegeträger sind das γ -Verfahren und das Schubanalogieverfahren. Das γ -Verfahren für nachgiebig verbundene Biegeträger und Druckstäbe mit bis zu drei Teilstäben ist für die Handrechnung geeignet. Dagegen ist das Schubanalogieverfahren für beliebige Querschnittsaufbauten gültig und ermöglicht auch entlang der Trägerlänge beliebig veränderliche Teilquerschnitte, Last- oder Verbindungsmittelanordnungen. Allerdings benötigt das Schubanalogieverfahren zur Berechnung nachgiebig verbundener Biegeträger Stabwerksprogramme, die den Einfluss der Schubverformungen in den Stäben berücksichtigen können.

Das „ γ -Verfahren“ (Möhler, 1956) eignet sich für die Bemessung von Biegeträgern und Druckstäben mit bis zu drei nachgiebig verbundenen Teilstäben, die in ihrer Längsrichtung nicht gestoßen sind. Für nachgiebig verbundene Biegeträger mit mehr als drei Teilstäben hat Schelling (1982) eine Lösung vorgestellt, die allerdings die Lösung eines Gleichungssystems erfordert und deswegen für die Handrechnung unpraktikabel ist. Der Beiwert γ bezeichnet einen Wert zwischen 0 und 1, mit dem die Steineranteile der Biegesteifigkeiten der Einzelquerschnitte im Gesamtquerschnitt abgemindert werden. Beträgt $\gamma = 1$, treten keine Schubverformungen auf, die technische Biegelehre gilt für den Gesamtstab. Bei nicht miteinander verbundenen Teilstäben gilt $\gamma = 0$. Der Beiwert γ ist also ein Maß für die Verbundsteifigkeit. Die Anwendbarkeit des γ -Verfahrens ist auf Einfeldträger mit ungefähr gleichmäßiger Streckenlast beschränkt, für Durchlaufträger lässt es sich unter bestimmten Randbedingungen näherungsweise verwenden.

Für Biegeträger mit einer beliebigen Anzahl nachgiebig verbundener Teilstäbe mit beliebiger Feldanzahl und beliebiger Anordnung von Einzel- oder Streckenlasten wird das Schubanalogieverfahren (Kreuzinger, 2001; Kreuzinger und Scholz, 2003; Scholz, 2004) verwendet. Das Schubanalogieverfahren erfordert allerdings den Einsatz von Stabwerksprogrammen. Beide Verfahren werden im Folgenden erläutert, wobei das Schubanalogieverfahren besondere Wichtigkeit für die Bemessung von Brettsperrholzbauteilen hat.

D7.1 γ -Verfahren

Von grundlegender Bedeutung für den Ingenieurholzbau ist das γ -Verfahren zur Berechnung einfacher, nachgiebig verbundener Biegeträger, das im EC 5 in Anhang B geregelt ist. Mit Hilfe der Beiwerte γ können für nachgiebig verbundene Biegeträger aus bis zu drei Einzelquerschnitten die wirksamen Biegesteifigkeiten berechnet werden, Gleichung (D7-1). Diese Gleichung entspricht Gleichung (D6-25) aus Beitrag D6 zur Berechnung starr verklebter Verbundbauteile, wobei in Gleichung (D7-1) Beiwerte γ_i eingefügt wurden, die stets zwischen 0 und 1 liegen und damit die Steineranteile der Biegesteifigkeit abmindern (mit a_i als Abstand der Schwerpunkte der einzelnen Querschnitte zur Spannungsnullebene):

$$(E \cdot I)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^3 \left(E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 \right) \quad (\text{D7-1})$$

Die Beiwerte γ_i berücksichtigen die Schubverformungen in der (nachgiebigen) Verbundfuge, Träger B in Bild D7-1. Für $\gamma = 0$ verschwindet der Steineranteil. Für diesen Fall setzt sich die wirksame Biegesteifigkeit lediglich aus den Biegesteifigkeiten der Teilstäbe zusammen, Träger C in Bild D7-1. Für $\gamma = 1$ ist die wirksame Biegesteifigkeit am größten und entspricht derjenigen für einen Verbundträger mit starrem Verbund oder mit einem

geometrisch identischen Vollquerschnitt, Träger A in Bild D7-1. Mit der wirksamen Biegesteifigkeit $(E \cdot I)_{\text{ef}}$ gestattet das γ -Verfahren die Verformungsberechnung des Verbundquerschnittes und die Bestimmung der Spannungsverläufe im Querschnitt unter Berücksichtigung der technischen Biegelehre. Das γ -Verfahren ist auch bei zusammengesetzten Druckstäben anwendbar.

Der Abminderungsbeiwert γ wurde von Möhler (1956) hergeleitet. Anhand der Verformungsbeziehungen an zwei- und dreiteiligen, über die Trägerlänge ungestoßenen Querschnitten mit kontinuierlicher nachgiebiger Verbindung stellte er gekoppelte Verschiebungs- und Durchbiegungsdifferentialgleichungen auf, die er am Einfeldträger für die Lastfälle Gleichlast und Einzellast in Trägermitte, für mittig belastete Druckstäbe sowie für Zweifeldträger unter Gleichstreckenlast löste. Dabei ergeben sich für jedes statische System eigene Abminderungsbeiwerte γ . Beim γ -Verfahren wird die Schubverformung der Teilstäbe vernachlässigt, es gilt also nur für Träger mit so großer Spannweite, dass die Schubverformungen der Teilstäbe vernachlässigbar klein bleiben. Die Steifigkeiten der kontinuierlich angebrachten mechanischen Verbindungsmittel werden mit einer über die Trägerlänge verteilten, konstant angenommenen Fugensteifigkeit erfasst. Streng genommen gilt der γ -Wert aus Gleichung (D7-2) nur für Biegeträger mit sinusförmiger Belastung oder mittig belastete Druckstäbe, da diese eine sinusförmige Knickbiegeline haben (Herleitung des γ -Wertes siehe Anlage 4). Der mechanische Grund hierfür ist, dass „...der Beiwert γ und damit auch $(EI)_{\text{ef}}$ nur im Falle einer sinusförmigen Streckenlast über die Trägerlänge konstant (ist)“ (Scholz, 2004). Da jedoch der Unterschied zwischen Einfeldträgern mit Gleichstreckenlast oder sinusförmiger Streckenlast gering ist, gilt das γ -Verfahren auch für Einfeldträger mit Gleichstreckenlast. Die Bedingungen für die Gültigkeit des γ -Verfahrens werden hier zur besseren Übersicht stichwortartig aufgelistet; das γ -Verfahren ist gültig für:

- Einfeldträger mit Gleichstreckenlast und mittig beanspruchte Druckstäbe
- maximal dreiteilige Querschnitte, die über die Trägerlänge nicht gestoßen (bzw. starr verklebt) sind
- kontinuierlich angebrachte Verbindungsmittel mit einer über die Trägerlänge konstanten Steifigkeit
- Schubverformungen der Teilstäbe vernachlässigbar klein (große Spannweiten)

Der Beiwert γ_i für die Einzelquerschnitte $i = 1$ und $i = 3$ berechnet sich laut Möhler (1956) wie folgt (siehe auch Anlage 5):

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot \ell^2}} \quad \text{für } i=1 \text{ und } i=3 \quad (\text{D7-2})$$

Für den Abminderungsbeiwert γ_2 für das Bauteil 2 gilt:

$$\gamma_2 = 1 \quad (\text{D7-3})$$

Die letzte, noch fehlende Information ist die Lage der Spannungsnullebene, die, wie in Beitrag D6 gezeigt, wie folgt ermittelt wird (geometrische Definitionen siehe Bild D7-3):

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{\sum_{i=1}^3 x_i \cdot E_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^3 E_i \cdot A_i} = \frac{-h_3/2 \cdot E_3 \cdot A_3 + h_2/2 \cdot E_2 \cdot A_2 + (h_2 + h_1/2) \cdot E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2 + E_3 \cdot A_3} - \frac{h_2}{2} = \\ &= \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{2 \cdot (E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2 + E_3 \cdot A_3)} \end{aligned} \quad (\text{D7-4})$$

Damit ergeben sich folgende Abstände der Schwerpunkte der Einzelquerschnitte 1 und 3 zur Spannungsnullebene:

$$a_1 = -\frac{h_1 + h_2}{2} + a_2 \quad \text{und} \quad a_3 = \frac{h_2 + h_3}{2} + a_2 \quad (\text{D7-5})$$

mit

- E_i Elastizitätsmodul
- A_i Querschnittsfläche
- I_i Flächenträgheitsmoment 2. Grades
- s_i Abstand der Verbindungsmittel in der Fuge zwischen den Bauteilen
- k_i Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel
- ℓ Trägerlänge
- h_i Höhe des Einzelquerschnittes

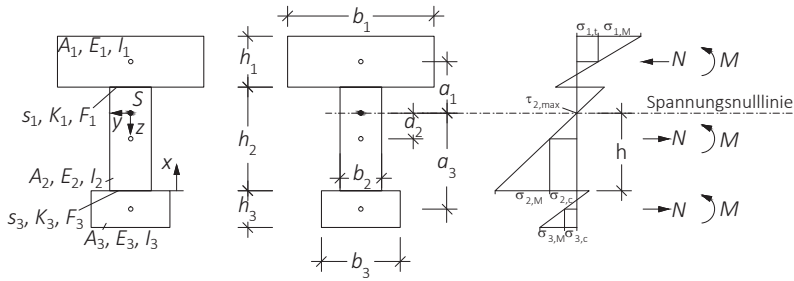


Bild D7-3 Beispiel eines dreiteiligen Verbundträgers.

Spannungsermittlung

Nun sind alle Parameter bekannt, um die Normal- und Schubspannungen in den Einzelquerschnitten berechnen zu können, Anlage 5 enthält genaue Informationen zur Spannungsermittlung und zum Einfluss der Biegesteifigkeit auf die Spannungsverteilung. Die Biegerandspannungen in den Einzelquerschnitten i werden aus dem äußeren Moment M ermittelt (vgl. Gleichung (D6-29)):

$$\sigma_{i,m} = \frac{M}{(E \cdot I)_{ef}} \cdot E_i \cdot \frac{h_i}{2} \quad (D7-6)$$

Bei der Berechnung der Normalspannungen in den Schwerpunkten der Einzelquerschnitte müssen jedoch im Gegensatz zu verklebten Verbundquerschnitten zusätzlich die Beiwerte γ_i berücksichtigt werden (Erklärung siehe Anlage 5):

$$\sigma_{i,t(c)} = \frac{M}{(E \cdot I)_{ef}} \cdot \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \quad (D7-7)$$

Die Gesamtspannung des Trägers wird durch Superposition der Normal- und der Biegerandspannung ermittelt.

Die Schubspannung ist in der Spannungsnullebene (im Querschnitt 2) maximal und beträgt (Herleitung siehe Anlage 5):

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max} \cdot (\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2)}{(E \cdot I)_{ef} \cdot b_2} \quad (D7-8)$$

Die Beanspruchung der Verbindungsmittel in der Fuge zwischen den Teilstäben beträgt (Herleitung siehe Anlage 5):

$$F_{1(3)} = \frac{V_{\max} \cdot \gamma_{1(3)} \cdot E_{1(3)} \cdot A_{1(3)} \cdot a_{1(3)} \cdot s_{1(3)}}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \quad (\text{D7-9})$$

Hier muss noch durch die Anzahl der Verbindungsmittelreihen dividiert werden, falls mehr als eine nebeneinanderliegende Reihe vorliegt.

Streng genommen gilt das γ -Verfahren nur für Einfeldträger. EC 5 Anhang B erlaubt jedoch, das γ -Verfahren auch zur näherungsweise Berechnung von Mehrfeld- und Kragträgern anzuwenden. Dabei wird die tatsächliche Länge eines Mehrfeld- oder Kragträgers in eine Ersatzlänge überführt. Diese beträgt für Kragträger das Doppelte der Länge des Kragträgers ($\ell = 2 \cdot \ell_k$). Für durchlaufende Biegestäbe soll als Ersatzlänge 80% der Länge des zu untersuchenden Feldes angenommen werden ($\ell = 0,8 \cdot \ell_f$). Für den Nachweis eines Mehrfeldträgers über den Zwischenstützen ist die kleinere Länge der beiden benachbarten Felder maßgebend. Ferner erlaubt EC 5, die Verbindungsmittel in der Fuge entsprechend dem Verlauf der Querkraftlinie zwischen s_{\min} und s_{\max} ($\leq 4 \cdot s_{\min}$) abzustufen. In diesem Fall darf das γ -Verfahren mit einem wirksamen Abstand s_{ef} der Verbindungsmittel angewendet werden:

$$s_{\text{ef}} = 0,75 \cdot s_{\min} + 0,25 \cdot s_{\max} \quad (\text{D7-10})$$

Auch Spannungserhöhungen infolge von Querschnittsschwächungen können berücksichtigt werden. Hierfür sind die Normalspannungen in den Schwerpunkten der Einzelquerschnitte nach (D7-7) mit $A_i/A_{i,\text{Netto}}$ und die Biegerandspannungen der Einzelquerschnitte nach (D7-6) mit $I_i/I_{i,\text{Netto}}$ zu multiplizieren.

Zeitabhängige Verformungen von Verbundträgern sind in der Regel nur im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen. Bestehen Verbundträger jedoch aus unterschiedlichen Baustoffen mit unterschiedlichem Kriechverhalten, so ist Kriechen auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen (EC 5 Abschnitt 2.2.2 (1)P). Zeitabhängige Verformungen werden durch eine Abminderung der Elastizitätsmoduln E_i der Einzelteile und der Verschiebungsmoduln K_i der Verbindungsmittel in der Fuge mit k_{def} berücksichtigt (siehe auch Gleichung (D6-1)).

D7.2 Schubanalogieverfahren

Im Gegensatz zum γ -Verfahren kann das Schubanalogieverfahren von Kreuzinger (1999) zur genaueren Berechnung beliebiger Verbundquerschnitte unter beliebiger Belastung eingesetzt werden. Das Schubanalogieverfahren ist im NA zu EC 5 enthalten. Die Grundidee der Schubanalogie basiert auf der Transformation eines realen Verbundstabes aus mehreren nachgiebig miteinander verbundenen Teilstäben zu einem ideellen und homogenisierten Biegestab. Dabei werden zwei Teilstäbe A und B eines ideellen Biegestabs definiert, Bild D7-4. Dem schubstarreren ideellen Teilstab A werden nur die Eigenanteile der Biegesteifigkeit der realen Einzelstäbe B^A zugewiesen und damit die Eigenanteile der Biegesteifigkeit des realen Querschnittes. Dem ideellen Teilstab B werden die Steineranteile der Biegesteifigkeit der realen Einzelstäbe B^B sowie eine Ersatzschubsteifigkeit S^B zugewiesen. Teilstab B bildet also das Zusammenwirken der Einzelquerschnitte ab. Im nachfolgenden wird das Schubanalogieverfahren für nachgiebig verbundene Träger betrachtet. Diese Herangehensweise ist insbesondere auch für einachsrig beanspruchte Brettsperrholzplatten anwendbar, da dann ein Plattenstreifen als Biegeträger und damit als Stabsystem betrachtet werden kann. Mit dem Schubanalogieverfahren können aber auch flächige Tragsysteme aus nachgiebig verbundenen Lagen bemessen werden (im NA geregelt). Für Berechnungen im Rahmen der Theorie II. Ordnung siehe Scholz (2004).

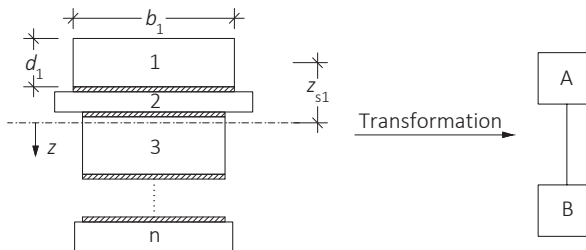


Bild D7-4 Transformation eines Verbundquerschnittes zum ideellen Rechenquerschnitt. (nach Scholz, 2004)

Die Biegesteifigkeit B^A des ideellen Teilstabes A ist damit die Summe der Biegesteifigkeiten der Einzelquerschnitte i:

$$B^A = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot I_i) = \sum_{i=1}^n \left(E_i \cdot \frac{b_i \cdot d_i^3}{12} \right) \quad (\text{D7-11})$$

Die Biegesteifigkeit B^B des ideellen Teilstabes B berechnet sich aus der Summe der Steineranteile der Einzelquerschnitte i zu:

$$B^B = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot A_i \cdot z_{si}^2) = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot b_i \cdot d_i \cdot z_{si}^2) \quad (D7-12)$$

wobei z_{si} die Abstände der Schwerpunkte der Einzelquerschnitte vom Schwerpunkt S des Gesamtträgers sind.

Da der ideelle Teilstab A schubstarr ist, werden die gesamten Schubverformungen des Verbundquerschnittes dem ideellen Teilstab B zugewiesen. Die Ersatzschubsteifigkeit S^B beinhaltet dabei alle Schubverformungen der Einzelstäbe sowie die gegenseitige Verschiebung benachbarter Einzelstäbe aufgrund der Nachgiebigkeit in der Fuge, Bild D7-5.

Die Schubsteifigkeit infolge der Schubverformung der Einzelstäbe wird über den zugehörigen Schubmodul G_i und die Dicke d_i der Einzelquerschnitte erfasst. Die Schubsteifigkeit infolge der Nachgiebigkeit in der Fuge wird über den Verschiebungsmodul $k_{i,i+1}$ der Verbindungsmittel in der Fuge zwischen den Einzelstäben i und $i+1$ erfasst. Für die gegenseitige Verschiebung der Einzelquerschnitte gilt:

$$u_i = \frac{\tau}{G_i} \cdot d_i = \frac{t}{G_i \cdot b_i} \cdot d_i; \quad u_{i,i+1} = \frac{\tau}{k_{i,i+1}} \approx \frac{t}{k_{i,i+1} \cdot b_i} \quad (D7-13)$$

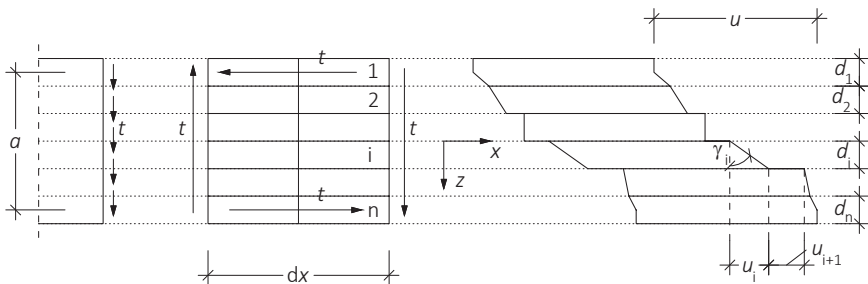


Bild D7-5 Verformung eines Verbundquerschnittes unter konstantem Schubfluss. (nach Scholz, 2004)

Die Träger B zugewiesene Ersatzschubsteifigkeit S^B ist so formuliert, dass ein homogener Träger der Steifigkeit S^B unter Schubbeanspruchung sich genauso verformt wie der Verbundquerschnitt (Der Faktor $1/2$ im zweiten und vierten Summand reflektiert die Tatsache, dass die beiden äußeren Schichten 1 und n nur zur Hälfte angesetzt werden, da die Schubverformung zwischen den Schwerpunkten der beiden äußeren Schichten berücksichtigt wird; siehe auch Bild D7-5):

$$\frac{1}{S^B} = \frac{1}{a^2} \cdot \left[\sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{k_{i,i+1}} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b_i} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b_n} \right] \quad (D7-14)$$

Falls nur die Nachgiebigkeit der Verbindung berücksichtigt werden soll und die Träger selbst schubstarr sind, so vereinfacht sich Gleichung (D7-14) wie folgt:

$$\frac{1}{S^B} = \frac{1}{a^2} \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{k_{i,i+1}} \quad (D7-15)$$

Zur Berechnung der Schnittgrößen in den Ersatzträgern A und B werden diese über dehnstarre Pendelstützen als Hilfsstäbe miteinander gekoppelt, so dass sie entlang ihrer Achse stets die gleiche Verformung aufweisen, Bild D7-6.

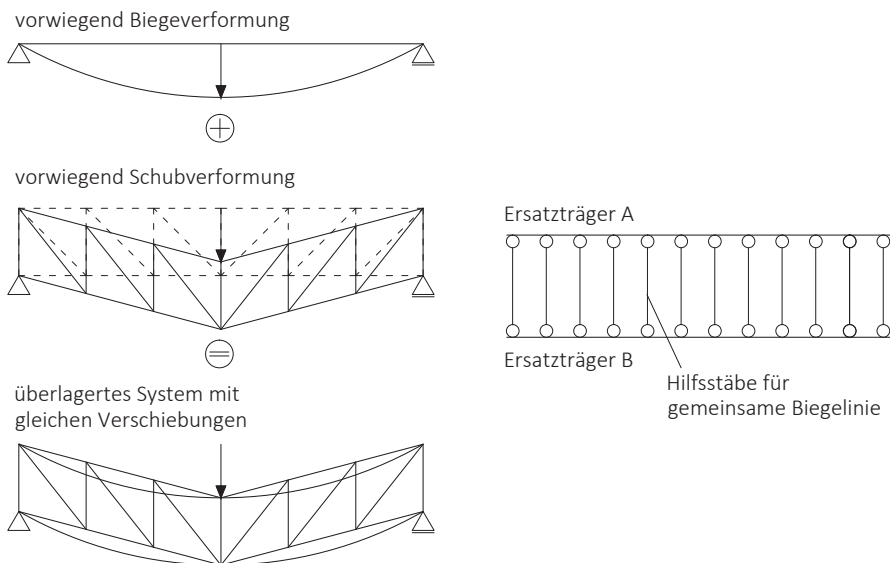


Bild D7-6 Idealisierter Träger mit gekoppeltem Ersatzträger A und B.

Zwar sind auch anhand dieses ideellen Modellquerschnittes analytische Ableitungen zur Bestimmung der Schnittgrößen möglich, doch es besteht die Möglichkeit, Software zur Bestimmung der Teilschnittgrößen einzusetzen. Das Schubanalogieverfahren ist derartig konzipiert, dass in der Praxis gängige Stabwerksprogramme, die Schubverformungen der Stäbe berücksichtigen, eingesetzt werden können. Nach der erfolgreichen Ermittlung der Teilschnittgrößen für den idealisierten Träger erfolgt die Rücktransformation in das reelle Verbundsystem. Die Verschiebungen am Ersatzträger entsprechen bereits den Verschiebungen des Verbundquerschnittes, nur die Schnittgrößen müssen rücktransformiert werden. Die Rücktransformation der Schnittgrößen in reelle Schnittgrößen erfolgt im Verhältnis der Steifigkeiten. Für die ideellen Teilstäbe A und B werden also mittels computergestützter Stabwerksprogramme (Berücksichtigung von Schubverformungen muss aktiviert sein) die Biegemomente M^A und M^B sowie die Querkräfte Q^A und Q^B ermittelt. Die Schnittgrößen des Trägers A, M^A und Q^A , führen zu den Eigenanteilen der Gesamtspannung, die des Trägers B, M^B und Q^B , zu den durch das Zusammenwirken der Einzelquerschnitte hervorgerufenen Spannungen (Steineranteile und Nachgiebigkeiten aus Schubverformung und nachgiebige Verbindungen bzw. Querlagen bei Brettsperrholz). Bild D7-7 zeigt die einzelnen Spannungsanteile und die durch Addition ermittelte Spannungsverteilung am Gesamtquerschnitt für einen geschichteten Querschnitt.

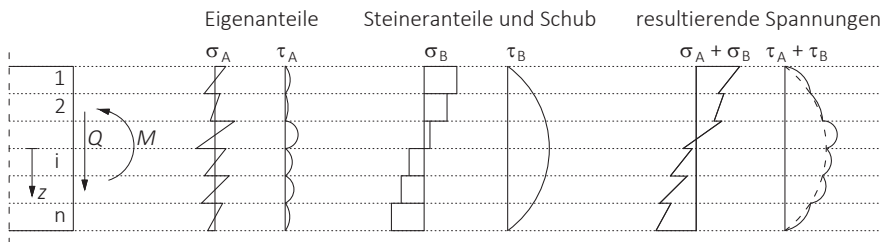


Bild D7-7 Schematische Darstellung der Spannungsermittlung am Beispiel eines geschichteten Querschnittes.

Die Biegerandspannungen in den einzelnen reellen Teilquerschnitten i werden mithilfe der Biegemomente M^A des ideellen Teilquerschnittes A berechnet:

$$M_i^A = \frac{E_i \cdot I_i}{B^A} \cdot M^A \Rightarrow \sigma_{m,i}^A (\pm \frac{d_i}{2}) = \pm \frac{M_i^A}{I_i} \cdot \frac{d_i}{2} = \pm \frac{M^A}{B^A} \cdot E_i \cdot \frac{d_i}{2} \quad (D7-16)$$

Die Biegemomente des ideellen Teilstabes B, also die Steineranteile der Gesamtspannung, wiederum ergeben die über die Einzelquerschnitte als konstant anzusehenden Normalspannungen (z_{si} sind die Abstände der Teilquerschnitte vom Schwerpunkt S des Verbundquerschnittes):

$$\sigma_{t/c,i}^B(\pm z_{si}) = \frac{M^B}{B^B} \cdot E_i \cdot z_{si} \quad (D7-17)$$

Die Lage z_{0s} des Schwerpunktes S des Verbundquerschnittes bezogen auf eine Referenzachse 0 ermittelt sich analog zu Gleichung (D7-4), mit z_{0i} den Abständen der Schwerpunkte der Einzelquerschnitte i zur Referenzachse 0:

$$z_{0s} = \frac{\sum_{i=1}^n z_{0i} \cdot E_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i} \quad (D7-18)$$

Aus dem Kräftegleichgewicht am infinitesimal kleinen Element folgen die Schubspannungen τ . Diese erhält man aus der bereichsweisen Integration über die Teilquerschnitte unter Verwendung der Querkräfte im ideellen Teilquerschnitt A:

$$\tau_i^A(z_i) = - \int_{-\frac{d_i}{2}}^{z_i} \frac{d\sigma^A}{dx} \cdot dz = - \int_{-\frac{d_i}{2}}^{z_i} \frac{dM^A}{dx} \cdot \frac{E_i}{B^A} \cdot z_i \cdot dz = -Q^A \cdot \frac{E_i}{B^A} \cdot \left(\frac{z_i^2}{2} - \frac{d_i^2}{8} \right) \quad (D7-19)$$

und unter Verwendung der Querkräfte im ideellen Teilquerschnitt B:

$$\tau_i^B(z_{si}, z_i) = - \int_{-\frac{d_i}{2}}^{z_i} \frac{d\sigma^B}{dx} \cdot dz = - \int_{-\frac{d_i}{2}}^{z_i} \frac{dM^B}{dx} \cdot \frac{E_i}{B^B} \cdot z_{si} \cdot dz = -Q^B \cdot \frac{E_i}{B^B} \cdot z_{si} \cdot \left(z_i + \frac{d_i}{2} \right) \quad (D7-20)$$

Die von den Eigenanteilen hervorgerufenen maximalen Schubspannungen der Einzelquerschnitte (in Einzelquerschnittsmitte) kann man auch über die bekannte Gleichung für Rechteckquerschnitte ermitteln:

$$\tau_i^A = 1,5 \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{B^A} \cdot \frac{Q^A}{d_i \cdot b_i} \quad (D7-21)$$

Die Spannungsverläufe entlang des reellen Verbundträgers erhält man aus der Superposition der Einzelspannungen. Bild D7-7 veranschaulicht die Spannungsermittlung aus der Rücktransformation am Beispiel eines Querschnittes aus mehreren Schichten.

Das γ -Verfahren und das Schubanalogieverfahren eignen sich zur Berechnung nachgiebig verbundener Biegeträger. Insbesondere das Schubanalogieverfahren kann auch zur Berechnung von Flächentragwerken, speziell von Mehrschichtplatten und Brettsperrholzbauteilen benutzt werden. Obwohl Mehrschichtplatten und Brettsperrholzprodukte mit kreuzweise angeordneten Einzelschichten keinen nachgiebigen mechanischen Verbund aufweisen, können derartige Produkte wie nachgiebig verbundene Bauteile betrachtet und berechnet werden. Die in die Plattenhaupttrichtung angeordneten Einzelschichten entsprechen dabei den Einzelteilen eines nachgiebig verbundenen Trägers. Der nachgiebige Verbund zwischen den in Plattenhaupttrichtung angeordneten Einzelschichten wird dabei durch die rechtwinklig zur Plattenhaupttrichtung angeordneten Querlagen abgebildet. Werden Mehrschichtplatten und Brettsperrholzbauteile rechtwinklig zu ihrer Oberfläche auf Biegung beansprucht, verschieben sich die in die Plattenhaupttrichtung angeordneten Einzelteile gegenseitig zueinander. Dadurch werden die rechtwinklig zur Plattenhaupttrichtung angeordneten Schichten schubverzerrt. Diese Schubbeanspruchung in der tangential-radialen Ebene wird auch Rollschub genannt (Bild D7-8).

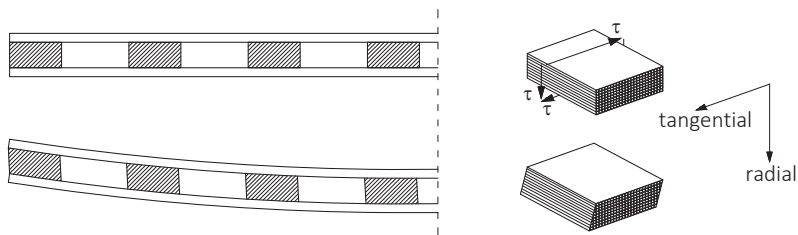


Bild D7-8 Links: Verzerrte Mehrschichtplatte. Rechts: Rollschubbeanspruchung der Mittelschicht.

Die Steifigkeit und Festigkeit des Holzes bei Rollschubbeanspruchung sind deutlich geringer als die entsprechenden Steifigkeits- und Festigkeitswerte bei der „klassischen“ Schubbeanspruchung in der tangential-longitudinalen bzw. radial-longitudinalen Ebene. Der Rollschubmodul beträgt etwa 10% des Schubmoduls des Holzes. Die Rollschubfestigkeit liegt bei etwa 40% der Schubfestigkeit des Holzes. Zur Berechnung von plattenförmigen Bauteilen mit kreuzweise angeordneten Einzelschichten kann das Schubanalogieverfahren direkt angewendet werden. Dabei wird der Rollschub in den Mittelschichten bei der Ermittlung der Ersatzschubsteifigkeit nach Gleichung (D7-14) berücksichtigt, i. e. $G_i = G_{R,i}$ bei Querlagen. Bei Anwendung des γ -Verfahrens werden die „schubweicheren“ Zwischenschichten als nachgiebige Verbindung zwischen den in die Trägerhaupttrichtung angeordneten Längslagen betrachtet. Die Nachgiebigkeiten werden in den γ -Beiwerten

erfasst, wobei anstelle der Steifigkeit K/s die Rollschubsteifigkeit $G_R \cdot b/d$ der Zwischenschicht zugrunde gelegt wird. Dabei ist b die Breite und d die Dicke der Zwischenschicht:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot d_i}{G_{R,i} \cdot b_i \cdot \ell^2}} \quad \text{für } i=1 \text{ und } i=3 \quad (\text{D7-22})$$

D7.3 Literatur

H. Kreuzinger, Originalbeitrag B11, STEP 1995.

Kreuzinger H. (2001). Verbundkonstruktionen. Holzbaukalender 2002, S. 598-621. Bruderverlag Karlsruhe.

Kreuzinger H. und Scholz A. (2003). Flächentragwerke – Berechnung und Konstruktion. Schlussbericht AIF Forschungsvorhaben, Technische Universität München.

Möhler K. (1956). Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation, Technische Universität Karlsruhe.

Schelling W. (1982). Zur Berechnung nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger aus beliebig vielen Einzelquerschnitten. In: „Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis“, Herausgeber J. Ehlbeck und G. Steck; Bruderverlag, Karlsruhe. ISBN 3-87104-049-5.

Scholz A. (2004). Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz. Dissertation, Technische Universität München.

D8 Verstärkungen

Originalbeitrag: H.J. Larsen

Als Verstärkungen werden im Holzbau Maßnahmen bezeichnet, die der Erhöhung der Querzug-, Querdruck- oder Schubtragfähigkeit von Bauteilen dienen. Eine solche Erhöhung kann durch innen oder außen liegende Verstärkungen erreicht werden, wobei gegebenenfalls Querschnittsschwächungen durch innenliegende Verstärkungen berücksichtigt werden müssen:

Innenliegende Verstärkungen:

- Eingeklebte Gewindebolzen,
- eingeklebte Betonrippenstähe,
- Holzschrauben mit einem Gewinde über die gesamte Schaftlänge.

Außenliegende Verstärkungen:

- Aufgeklebtes Sperrholz,
- aufgeklebtes Furnierschichtholz (LVL),
- aufgeklebte Bretter,
- eingepresste Nagelplatten.

Im Bereich von Ausklinkungen, Durchbrüchen und Queranschlüssen, sowie in Satteldachträgern und gekrümmten Trägern führen Klimaschwankungen zu Quell- und Schwindvorgängen, die die Querzugbelastung aus äußeren Lasten signifikant erhöhen können. Dies ist der Grund für nach dem NA notwendige Verstärkungen rechtwinklig zur Faserrichtung von Bauteilen in Nutzungsklasse 3.

In diesem Beitrag werden die Nachweise für Verstärkungen in Ausklinkungen, Durchbrüchen und Firstbereichen von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern vorgestellt. Queranschlüsse hingegen werden im Beitrag E11 behandelt. Alle Nachweise sind im NA geregelt; EC 5 enthält keine Bemessungsregeln zu Verstärkungen. In der Regel wird eine Querzugverstärkung konservativ so bemessen, dass sie in der Lage ist, die gesamte Querzugkraft aufzunehmen; dies entspricht dem Zustand, wenn das Holz rechtwinklig zur Faserrichtung versagt hat.

Eine weitere Art der Verstärkungen sind Querdruckverstärkungen von Auflagern mit Vollgewindeschrauben, die rechtwinklig zur Auflagerfläche eingedreht werden. Die Querdruckverstärkung von Auflagern wird in Beitrag E5 behandelt.

D8.1 Auswirkungen von Holzfeuchteschwankungen

Querzugspannungen resultieren nicht nur aus äußeren Beanspruchungen, sondern auch aus Feuchteänderungen. Hier ist insbesondere der Feuchtegradient im Querschnitt maßgebend. Bei Bauteilen in Nutzungsklasse 1, die vor der Montage auf eine angemessene Holzfeuchte getrocknet wurden, kann in der Regel davon ausgegangen werden, dass die zusätzlichen Beanspruchungen durch Feuchteänderungen durch die charakteristischen Werte und die Teilsicherheitsbeiwerte ausreichend abgedeckt werden. In einigen Fällen kann es trotzdem notwendig sein, den Einfluss der Feuchteänderungen abzuschätzen.

Als Beispiel soll angenommen werden, dass der Feuchtegehalt in den äußeren Bereichen eines Querschnittes (jeweils $1/6$) um 3% abnimmt. Dies entspricht einer unbehinderten Dehnung $\Delta\varepsilon = 3 \cdot 0,002 = 0,006$ (mit einem Schwindmaß von 0,2% für eine Änderung der Holzfeuchte um 1% unterhalb des Fasersättigungsbereiches (siehe Beitrag B2)). Mit $E_{90} = 300 \text{ N/mm}^2$ folgt $\Delta\sigma = 2/3 \cdot 300 \cdot 0,006 = 1,2 \text{ N/mm}^2$, d. h. die durch behindertes Schwinden verursachten Spannungen liegen in der gleichen Größenordnung wie die Kurzzeitfestigkeit und es besteht die Gefahr des Aufreißens. In der Praxis werden diese Spannungen zwar durch Relaxation reduziert, sie sollten aber nicht vernachlässigt werden.

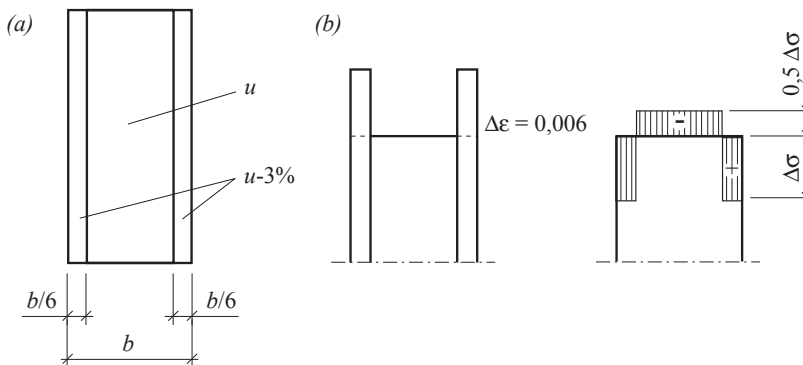


Bild D8-1 Einfluss einer Feuchteabnahme im (a) äußeren Bereich eines Rechteckquerschnittes, (b) unbehinderte Dehnung, (c) resultierende innere Spannungen. (STEP 1995 Beitrag E5)

Eine Auswirkung einer Feuchtezunahme ist die Vergrößerung der Trägerhöhe von h auf $h \cdot (1 + \varepsilon)$, wobei ε die aus dieser Feuchtezunahme resultierende Dehnung ist (bei einem 600 mm hohen Träger wäre dies in diesem Fall eine Vergrößerung um 4 mm).

Der Feuchteinfluss in Faserrichtung ist vernachlässigbar, so dass sich zum Beispiel in gekrümmten Trägerbereichen der Winkel $d\varphi$ auf $d\varphi'$ verkleinert und der Krümmungsradius von r auf r' zunimmt, Bild D8-2 (a):

$$d\varphi' = \frac{d\varphi}{1 + \varepsilon} \approx d\varphi \cdot (1 - \varepsilon) \quad (\text{D8-1})$$

$$r' = r \cdot (1 + \varepsilon) \quad (\text{D8-2})$$

Diese Änderungen bedeuten eine Vergrößerung des Auflagerabstandes und eine Verringerung der Krümmung (siehe Bild D8-2 (b)) um:

$$\Delta v = r \cdot \varepsilon \cdot (1 - \cos \varphi) + \frac{a \cdot \varepsilon \cdot \varphi}{2} \quad (\text{D8-3})$$

Die in diesem Beispiel betrachtete Abnahme der Krümmung führt zu einer geringeren Querkzugbeanspruchung.

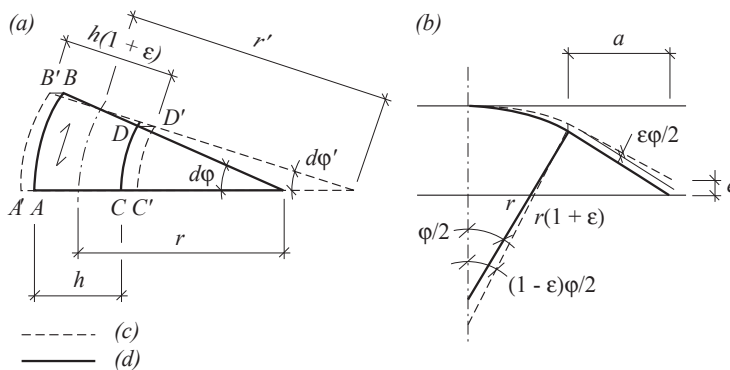


Bild D8-2 Einfluss einer Feuchtezunahme auf die Krümmung eines Trägers. (a) Geometrie nach der Feuchtezunahme, (b) unverformter Zustand. e ist die gesamte Durchbiegung in Feldmitte. (STEP 1995 Beitrag E5)

D8.2 Verstärkung von Ausklinkungen

Verstärkungen von Ausklinkungen auf der belasteten Trägerseite werden für eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ bemessen, die der Quersugbeanspruchung des in Bild D8-3 angegebenen Bereichs 1 entspricht. Diese Zugkraft kann dann durch eingeklebte Stahlstäbe, aufgeklebte Verstärkungsplatten oder Vollgewindeschrauben aufgenommen werden, Bild D8-4. Als erster Schritt muss diejenige Quersugkomponente berechnet werden, die durch eine äußere Belastung im gefährdeten Bereich 1 entsteht. Die Herleitung für Verstärkungen von Ausklinkungen entspricht der Herleitung für Querschlüsse (Ehlbeck und Görlacher, 1983) und ist in Beitrag E11 ausführlich dargestellt. Hier werden lediglich die notwendigen Änderungen der Bemessungsgleichungen im Vergleich zu den Gleichungen in Beitrag E11 gezeigt.

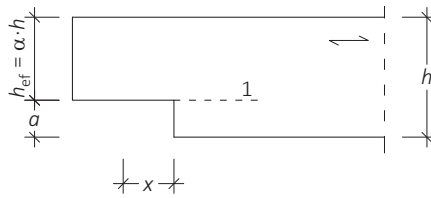


Bild D8-3 Rechteckige Ausklinkung auf belasteter Trägerseite mit gefährdetem Bereich 1.

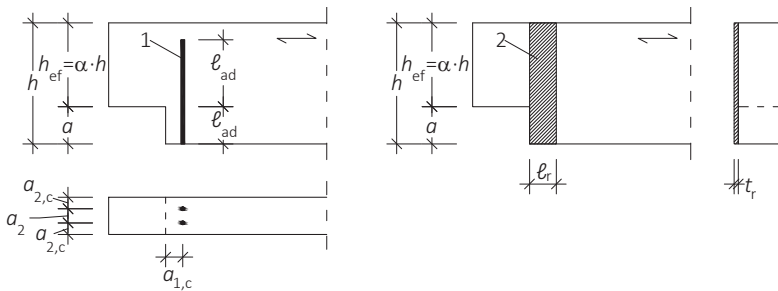


Bild D8-4 Verstärkungen von Ausklinkungen mit geometrischen Angaben, 1: Verstärkung mit Vollgewindeschraube / eingeklebtem Stahlstab, 2: Verstärkung mit aufgeklebten Platten.

Die im NA angegebene Gleichung für die Ermittlung der Quersug verursachenden Kraftkomponente $F_{t,90,d}$ im gefährdeten Bereich 1 lautet wie folgt:

$$F_{t,90,d} = 1,3 \cdot V_d \cdot \left(3 \cdot (1 - \alpha)^2 - 2 \cdot (1 - \alpha)^3 \right) = 1,3 \cdot V_d \cdot \eta \quad (\text{D8-4})$$

Der in Gleichung (D8-4) für Ausklinkungen verwendete Faktor η entspricht dem in Gleichung (E11-15) für Queranschlüsse gegebenen Faktor η , wenn α mit $a/h = h_{\text{ef}}$ ersetzt und der Ausdruck umgeformt wird, wobei a der Abstand vom belasteten Rand ist (im Fall von Ausklinkungen ist dies der Abstand der Ausklinkungsecke vom oberen Rand, siehe Bild D8-3):

$$\eta = 3 \cdot (1 - \alpha)^2 - 2 \cdot (1 - \alpha)^3 = 1 - 3 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^3 \quad (\text{D8-5})$$

In Ausklinkungsecken sind die Spannungen jedoch nicht gleichmäßig verteilt (siehe auch Bild D5-2), sondern es bilden sich Spannungsspitzen aus, die mit zunehmendem Abstand zur Ausklinkungsecke geringer werden. Aus FE-Simulationen von Henrici (1984) ergab sich der in Gleichung (D8-4) verwendete Vorfaktor 1,3, wodurch sich die Kraftkomponente $F_{t,90,d}$ um 30% erhöht.

Falls die Verstärkung mit **eingeklebten Stahlstäben oder Vollgewindeschrauben** ausgeführt wird (Nummer 1 in Bild D8-4), müssen die eingesetzten Verstärkungsmittel einerseits die Zugbeanspruchung $F_{t,90,d}$ aufnehmen können und andererseits muss der Verbund zwischen Holz und Verstärkungsmittel gewährleistet sein. Dies wird bei Vollgewindeschrauben durch die Bemessung für Beanspruchung in Richtung der Schraubenachse nachgewiesen (Auszieh Widerstand $F_{ax,0,Rd}$ und Zugtragfähigkeit $F_{t,Rd}$, siehe Beitrag E5; der kleinere Wert muss größer als $F_{t,90,d}$ aus Gleichung (D8-4) sein). Bei eingeklebten Stahlstäben muss der Nachweis der Klebfuge geführt werden. Es wird dabei von einer gleichmäßig verteilten Klebfugenspannung ausgegangen:

$$\tau_{\text{ef},d} \leq f_{k1,d} \quad \text{mit} \quad \tau_{\text{ef},d} = \frac{F_{t,90,d}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot \ell_{\text{ad}}} \quad (\text{D8-6})$$

Der charakteristische Wert der Klebfugensfestigkeit $f_{k1,k}$ ist im NA angegeben (siehe auch Tabelle D8-1). Die wirksame Klebfugenspannung $\tau_{\text{ef},d}$ berechnet sich aus der Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gleichung (D8-4) geteilt durch die Klebfugenfläche, die sich aus der wirksamen Verankerungslänge ℓ_{ad} , dem Stabaußendurchmesser d_r und der Anzahl n der verwendeten eingeklebten Stäbe errechnet. Die wirksame Verankerungslänge ℓ_{ad} entspricht der Höhe des ausgeklinkten Bereiches ($h - h_{\text{ef}}$) und ist in Bild D8-4 gezeigt. Es gilt, dass in Trägerlängsrichtung nur ein Stab in Rechnung gestellt werden darf, die Mindestlänge $2 \cdot \ell_{\text{ad}}$ betragen muss und der Außendurchmesser $d_r = 20$ mm nicht überschreiten darf. Bild D8-4 zeigt weiterhin die Mindestabstände der Stäbe. Die Zwischenabstände a_2 müssen mindestens $3 \cdot d_r$ betragen, die Randabstände $a_{2,c}$ und Endabstände $a_{1,c}$ mindestens $2,5 \cdot d_r$.

Tabelle D8-1 Charakteristische Klebfugenfestigkeiten bei Verstärkungen, DIN EN 1195-1-1/NA:2013.

	Charakteristischer Festigkeitskennwert [N/mm ²]	Wirksame Einklebelänge ℓ_{ad} des Stahlstabes [mm]		
		≤ 250	$250 \leq \ell_{ad} \leq 500$	$500 \leq \ell_{ad} \leq 1000$
Klebfuge zwischen Stahlstab und Bohrlochwandung	$f_{k1,k}$	4,0	$5,25 - 0,005 \cdot \ell_{ad}$	$3,5 - 0,0015 \cdot \ell_{ad}$
Klebfuge zwischen Trägeroberfläche und Verstärkungsplatte	$f_{k2,k}$	0,75		
Klebfuge zwischen Trägeroberfläche und Verstärkungsplatte bei gleichmäßiger Einleitung der Schubspannung	$f_{k3,k}$	1,50		

Seitlich aufgeklebte Verstärkungsplatten werden sinngemäß nachgewiesen; die wirksame, als gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung errechnet sich aus der Zugkraft $F_{t,90,d}$ geteilt durch die Klebfugenfläche. Allerdings entspricht der Bemessungswert der Klebfugenfestigkeit $f_{k2,d}$ etwa dem Bemessungswert der Rollschubfestigkeit des zu verstärkenden Bauteils und berücksichtigt zusätzlich eine ungleichmäßige Schubspannungsverteilung (charakteristischer Wert siehe Tabelle D8-1):

$$\tau_{ef,d} \leq f_{k2,d} \quad \text{mit} \quad \tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 \cdot (h - h_{ef}) \cdot \ell_r} \quad (\text{D8-7})$$

Wie bei eingeklebten Stäben wird auch hier als wirksame Klebfugenfläche die Fläche unterhalb des gefährdeten Bereiches 1 berücksichtigt: $2 \cdot \ell_r (h - h_{ef})$, mit dem Faktor 2 wegen der beidseitigen Verstärkung, siehe Bild D8-4.

Die nach Gleichung (D8-4) ermittelte Zugkraft $F_{t,90,d}$ muss über die Klebfugen in die Verstärkungsplatten übertragen werden, diese müssen die entstehenden Zugspannungen dann übertragen können, wobei hier eine ungleichmäßige Spannungsverteilung berücksichtigt wird:

$$k_k \cdot \sigma_{t,d} \leq f_{t,d} \quad \text{mit} \quad \sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 \cdot t_r \cdot \ell_r} \quad (\text{D8-8})$$

mit

t_r Dicke einer Verstärkungsplatte

ℓ_r Breite der Verstärkungsplatte

$f_{t,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Plattenwerkstoffes

Der Beiwert k_k berücksichtigt die ungleichmäßig verteilte Zugspannung mit einem Maximum an der Ausklinkungsecke und darf ohne genaueren Nachweis zu $k_k = 2,0$ angenommen werden.

Die wirksame Fläche der aufgeklebten Verstärkungsplatten muss ein gewisses Verhältnis zwischen Höhe ($h - h_{ef}$) und Breite ℓ_r einhalten. Der Kleinstwert soll eine Rissentwicklung im gefährdeten Bereich 1 unterbinden können; der GrößtWert soll sicherstellen, dass nur derjenige Bereich der Verstärkungsplatte in Rechnung gestellt wird, der sich im querzugbeanspruchten Bereich der Ausklinkung befindet:

$$0,25 \leq \frac{\ell_r}{h - h_{ef}} \leq 0,5 \quad (\text{D8-9})$$

D8.3 Verstärkung von Durchbrüchen

Die Nachweise der Verstärkungen von Durchbrüchen werden analog zu denjenigen für Ausklinkungen ausgeführt. Allerdings werden die Querzugkomponente $F_{t,90,d}$ und die wirksamen Klebflächen anders ermittelt. Es werden Nachweise für Verstärkungen von querzugbeanspruchten Bereichen von rechteckigen und kreisförmigen Durchbrüchen nach Bild D8-5 gezeigt; mögliche Verstärkungen siehe Bild D8-6. Außerdem müssen die zu verstärkenden Durchbrüche die in Tabelle D8-2 angegebenen Mindest- und Höchstmaße einhalten. Falls die die geometrischen Randbedingungen eingehalten sind, darf die anzusetzende Zugkraft nach Gleichung (D5-11) ermittelt werden. Mit dieser Zugkraft $F_{t,90,d}$ werden dann analog zu den Nachweisen von verstärkten Ausklinkungen je nach Verstärkungsart Klebfugen bei eingeklebten Stäben, Klebfugen und Zugspannungen bei aufgeklebten Platten und eingedrehte Vollgewindeschrauben nachgewiesen.

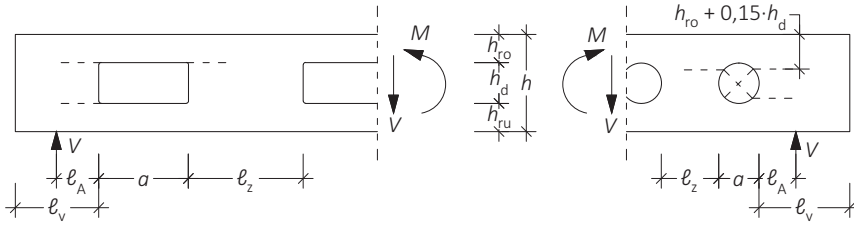


Bild D8-5 Rechteckiger und kreisförmiger Durchbruch.

Tabelle D8-2 Mindest- und Höchstmaße bei verstärkten Durchbrüchen, DIN EN 1195-1-1/NA:2013.

$l_v \geq h$	$l_z^c \geq h$, jedoch mindestens 300 mm	$l_A \geq h/2$	$h_{ro(ru)} \geq 0,25 \cdot h$	$a \leq h$	$h_d \leq 0,3 \cdot h^a$
				$a/h_d \leq 2,5$	$h_d \leq 0,4 \cdot h^b$

^a bei innenliegender Verstärkung, ^b bei außenliegender Verstärkung,

^c l_z = Abstand zweier nebeneinanderliegender Durchbrüche, siehe auch Bild D5-7.

Bei der Verwendung von **Vollgewindeschrauben** werde diese für eine Zugbeanspruchung $F_{t,90,d}$ in Richtung der Schraubenachse nachgewiesen; wiederum mit dem Auszieh Widerstand $F_{ax,R,d}$ und der Zugtragfähigkeit $F_{t,R,d}$ aus Beitrag E5, wobei der kleinere Wert größer sein muss als $F_{t,90,d}$ aus Gleichung (D5-11).

Nachweis der Klebfugenspannung bei **eingeklebten Stahlstäben**:

$$\tau_{ef,d} \leq f_{k1,d} \quad \text{mit} \quad \tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot \ell_{ad}} \quad (D8-10)$$

Im Vergleich zu Gleichung (D8-6) ändert sich lediglich die Ermittlung der wirksamen Verankerungslänge ℓ_{ad} , alle weitere Regeln bleiben gleich. Zusätzlich müssen jedoch bei Durchbrüchen mit innenliegenden Verstärkungen die erhöhten Schubspannungen im Durchbruchbereich nachgewiesen werden (siehe unten).

Verankerungslänge bei rechteckigen Durchbrüchen (Bild D8-5):

$$\ell_{ad} = h_{ru} \quad \text{oder} \quad \ell_{ad} = h_{ro} \quad (D8-11)$$

Bei kreisförmigen Durchbrüchen (Bild D8-5):

$$\ell_{ad} = h_{ru} + 0,15 \cdot h_d \quad \text{oder} \quad \ell_{ad} = h_{ro} + 0,15 \cdot h_d \quad (D8-12)$$

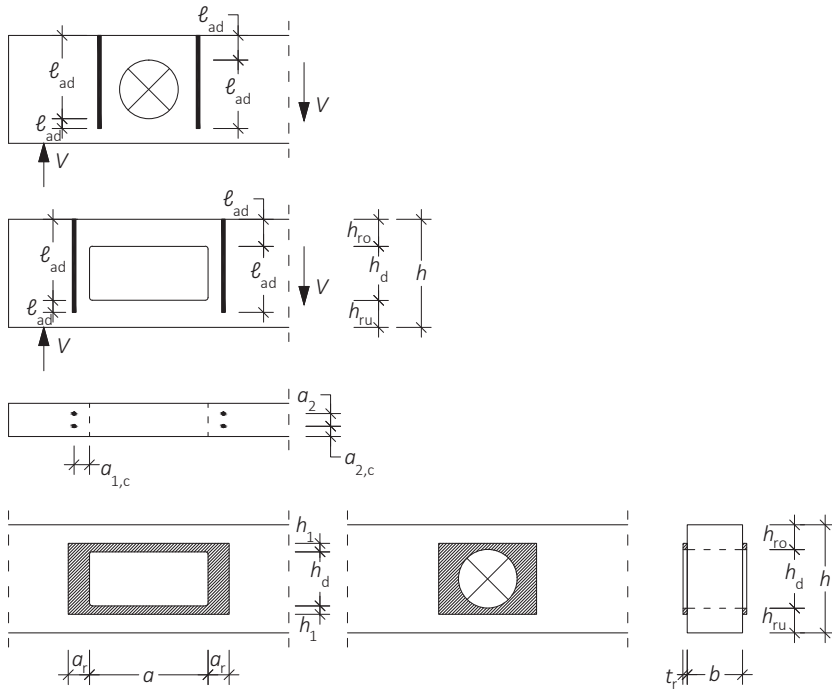


Bild D8-6 Verstärkungen von Durchbrüchen mit geometrischen Angaben.

Nachweis der Klebfugenspannung bei **aufgeklebten Platten**:

$$\tau_{\text{ef,d}} \leq f_{\text{k2,d}} \quad \text{mit} \quad \tau_{\text{ef,d}} = \frac{F_{\text{t,90,d}}}{2 \cdot a_r \cdot h_{\text{ad}}} \quad (\text{D8-13})$$

Für rechteckige Durchbrüche (Bild D8-6):

$$h_{\text{ad}} = h_1 \quad (\text{D8-14})$$

Für kreisförmige Durchbrüche (Bild D8-6):

$$h_{\text{ad}} = h_1 + 0,15 \cdot h_d \quad (\text{D8-15})$$

Nachweis der Zugspannungen in aufgeklebten Verstärkungsplatten, auch hier entsprechen die Nachweise denjenigen von Ausklinkungen:

$$k_k \cdot \sigma_{t,d} \leq f_{t,d} \quad \text{mit} \quad \sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 \cdot a_r \cdot t_r} \quad (\text{D8-16})$$

mit

t_r Dicke einer Verstärkungsplatte

a_r zu berücksichtigende Breite der Verstärkungsplatte, siehe Bild D8-6

$f_{t,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Plattenwerkstoffes

Der Beiwert k_k berücksichtigt die ungleichmäßig verteilte Spannungen und darf auch hier ohne genaueren Nachweis zu $k_k = 2,0$ angenommen werden.

Die wirksame Fläche der aufgeklebten Verstärkungsplatten muss wie bei verstärkten Ausklinkungen ein gewisses Verhältnis zwischen Höhe und Breite einhalten:

$$0,25 \cdot a \leq a_r \leq 0,6 \cdot \ell_{t,90} \quad \text{mit} \quad \ell_{t,90} = 0,5 \cdot (h_d + h) \\ h_1 \geq 0,25 \cdot a \quad (\text{D8-17})$$

Ein Nachweis der bereits erwähnten **erhöhten Schubspannungen in den Durchbruchbereichen** bei innenliegenden Verstärkungen ist im NA nicht gegeben; es kann jedoch die Arbeit von Blaß und Bejtka (2004) herangezogen werden, die auch in den Erläuterungen zur DIN 1052 (Blaß et al., 2008, Abschnitt E11.4.4) verwendet wird. Der Höchstwert der maßgebenden Schubspannungen beträgt demnach:

$$\tau_{\max} \leq \kappa_{\max} \cdot \frac{1,5 \cdot V_d}{b \cdot (h - h_d)} \quad (\text{D8-18})$$

mit

$$\kappa_{\max} = 1,84 \cdot \left(1 + \frac{a}{h}\right) \cdot \left(\frac{h_d}{h}\right)^{0,2} \quad (\text{D8-19})$$

und $0,1 \leq a/h \leq 1,0$ und $0,1 \leq h_d/h \leq 0,4$.

D8.4 Verstärkung von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern

Wie in Beitrag D4 bereits erläutert wurde, treten in Satteldachträgern mit geradem oder gekrümmtem Untergurt und in gekrümmten Trägern Querkzugspannungen auf. Diese Querkzugspannungen werden durch äußere Lasten verursacht. Holzfeuchteänderungen lösen zusätzliche Querkzugspannungen aus. Generell werden die Nachweise für solche Trägerformen für äußere Lasten geführt und klimabedingte Querkzugspannungen werden rechnerisch nicht berücksichtigt. Deshalb sind, wie in Beitrag D4 angegeben, im NA konstruktive Regeln enthalten, um den klimabedingten Querkzugspannungen Rechnung zu tragen. Verstärkungen im querkzugbeanspruchten Bereich (Firstbereich) sind eine häufige Lösung für Satteldachträger und gekrümmte Träger, die Holzfeuchtwechseln ausgesetzt sind oder deren rechnerische Querkzugspannungen zu hoch sind. Im NA sind zwei verschiedene Verstärkungsmaßnahmen geregelt:

- Verstärkungen für die Aufnahme zusätzlicher klimabedingter Querspannungen (→ Nutzungsklassen 1 und 2) und
- Verstärkungen für die vollständige Aufnahme von Querkzugspannungen (mechanische Lasten und Klimalasten), (→ Nutzungsklassen 1 und 2, notwendig bei Einsatz in Nutzungsklasse 3).

Bei beiden Maßnahmen werden die Nachweise, wie bei Ausklinkungen und Durchbrüchen, für eine Zugkraft durchgeführt, die sich aus den auftretenden Querkzugspannungen errechnen lässt. Diese Zugkraft muss dann von den Fugen zwischen Holz und eingeklebten Stahlstäben bzw. dem Verankerungsbereich von Holzschrauben bzw. von den Klebfugen aufgeklebter Verstärkungsplatten aufgenommen werden können. Weiterhin müssen die Zugspannungen in den eingeklebten Stäben, den Schrauben oder den Verstärkungsplatten nachgewiesen werden. Die zwei im NA geregelten Verstärkungsmaßnahmen werden im Folgenden besprochen; Beitrag D4 ist eine Voraussetzung für das Verständnis dieses Beitrags.

Bild D8-7 zeigt schematisch den Verlauf der Querkzugspannungen im Firstbereich eines gekrümmten Trägers. In der Bemessung wird ein vereinfachter (treppenförmiger) Verlauf der Querkzugspannungen anstelle des wirklichen nichtlinearen Verlaufs berücksichtigt. Damit werden die Werte der Querkzug erzeugenden Kräfte $F_{t,90,d}$ berechnet, die von den Verstärkungen aufzunehmen sind. Die Querkzugspannungen nehmen abhängig von Belastung und Geometrie mit zunehmendem Abstand vom First ab. Man unterscheidet zwei Bereiche der Querkzugspannungen wie in Bild D8-7 angedeutet; einen inneren Bereich, der inneren Hälfte bzw. den inneren zwei Vierteln des Firstquerschnittes, und einen äußeren Bereich mit niedrigeren Querkzugbeanspruchungen, der die beiden äußeren Viertel des Firstquerschnittes umfasst.

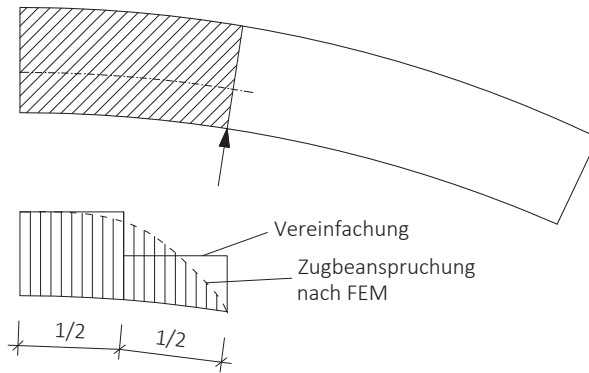


Bild D8-7 Querzugspannungen im Firstbereich eines gekrümmten Trägers, qualitativ.

Verstärkungen für die Aufnahme zusätzlicher klimabedingter Querzugspannungen

Bei verstärkten Satteldachträgern und gekrümmten Trägern in Nutzungsklasse 1 und 2 gilt laut NA, dass die Bedingungen nach Gleichungen (D4-15) und (D4-18) unbeachtet bleiben dürfen, falls nachgewiesen wird, dass die kombinierte Beanspruchung aus Querzugspannungen und Schubspannungen im Firstbereich Gleichung (D8-20) erfüllt:

$$\left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{\text{dis}} \cdot \left(\frac{h_0}{h_{\text{ap}}} \right)^{0,3} \cdot f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (\text{D8-20})$$

mit

$k_{\text{dis}} = 1,3$ für Satteldachträger

$= 1,15$ für gekrümmte Träger

h_0 Bezugshöhe von 600 mm

h_{ap} Trägerhöhe im First, siehe Bild D4-10 und Bild D4-11

$\sigma_{t,90,d}$ Querzugspannung im First, berechnet mit Gleichung (D4-13)

Gleichung (D8-20) ist Gleichung (D4-18) sehr ähnlich, mit der kombinierte Querzug- und Schubspannungen nachgewiesen wurde. Allerdings ist die im NA gegebene Gleichung (D8-20) durch die halbquadratische Interaktion zwischen Querzug- und Schubspannungsnachweis weniger konservativ. Weiterhin wird der Volumenfaktor k_{vol} aus Gleichungen (D4-16) und (D4-17) durch $(h_0/h_{\text{ap}})^{0,3}$ ersetzt. Dies liefert etwas andere Werte, hat aber die gleiche Funktion wie k_{vol} , nämlich die Berücksichtigung des Volumeneffektes auf die Querzugfestigkeit des Holzes. Der Beiwert k_{dis} zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Firstbereich nimmt ebenfalls andere Werte an als in EC 5 angegeben.

Die dann anzubringenden Verstärkungselemente müssen einen Teil der zusätzlichen klimabedingten Querkzugspannungen aufnehmen können. Bei der Herleitung der zusätzlichen Querkzugkräfte wurde angenommen, dass die Dehnungen in Holz und Verstärkungselement gleich sind (Brünninghof et al., 1993). Damit wird ein Zusammenwirken zwischen Holz und Verstärkung unterstellt, die Verstärkung wird hier also nicht für die vollständigen Querkzugkräfte ausgelegt. Brünninghof et al. (1993) zeigten, dass die Dehnungen in Holz und Verstärkungselement ungefähr dann gleich sind, wenn etwa $\frac{1}{4}$ der aus äußeren Einwirkungen entstehenden Querkzugkräfte $F_{t,90,d}$ durch die Verstärkungselemente aufgenommen werden. Außerdem basierte die Mehrzahl der der Herleitung von $F_{t,90,d}$ zugrunde liegenden Untersuchungen auf Trägern der Breite $b = 160$ mm. Da Klimaeinflüsse jedoch bei breiteren Trägern kritischer sind, wurde ein Faktor $b/160$ eingeführt, um dieser kritischeren Situation bei breiteren Trägern Rechnung zu tragen. Die Verstärkungen solcher Träger zur Aufnahme klimabedingter Querkzugspannungen sind also für eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ zu bemessen, die sich aus den Querkzugspannungen nach Gleichung (D4-13) ergibt, $F_{t,90,d}$ ist die Zugkraft pro Verstärkung (dabei ist $\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1$ die gesamte über die Länge a_1 entstehende Querkzugkraft, von der $\frac{1}{4}$ von den Verstärkungen aufgenommen werden soll):

$$F_{t,90,d} = \frac{1}{n} \cdot \frac{1}{4} \cdot \sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1 \cdot \frac{b}{160} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \cdot \frac{b}{640} \quad (\text{D8-21})$$

mit

- b Trägerbreite in mm
- a_1 Abstand der Verstärkungen in Trägerlängsrichtung = Einflussbreite zur Ermittlung der Querkzugkraft
- n Anzahl der Verstärkungen innerhalb der Länge a_1 , also die Anzahl der Verstärkungen pro Reihe

Diese Zugkraft muss durch sowohl eingeklebte Stahlstäbe, Gewindestangen oder aufgeklebte Platten übertragen werden können als auch durch die Scherspannungen in den Fugen zwischen den Verstärkungselementen und dem Holz des Trägers. Die für die Klebfugennachweise benötigten charakteristischen Werte der Klebfugenfestigkeit $f_{k1,k}$ bzw. $f_{k2,k}$ sind in Tabelle D8-1 angegeben.

Der Nachweis der Fugenspannung bei **eingeklebten Stäben bzw. Gewindestangen** wird analog zu den Nachweisen für Ausklinkungen und Durchbrüchen geführt, Gleichungen (D8-6) und (D8-10), wobei hier die Zugkraft $F_{t,90,d}$ bereits für einen einzelnen Stab berechnet wurde und der Faktor 2 im Zähler berücksichtigt, dass die Schubspannung bei den in der Regel längeren Verstärkungsstäben nicht mehr gleichmäßig über die Stablänge verteilt ist. Dies bedeutet also eine Verdoppelung der Spannungen, analog zu Beiwert k_k in Gleichungen (D8-8) und (D8-16); es wird eine dreieckförmige Schubspannungsverteilung über die wirksamen Verankerungslänge ℓ_{ad} oberhalb und unterhalb der Trägerachse angenommen:

$$\tau_{ef,d} \leq f_{k1,d} \quad \text{mit} \quad \tau_{ef,d} = \frac{2 \cdot F_{t,90,d}}{d_r \cdot \pi \cdot \ell_{ad}} \quad (\text{D8-22})$$

Der Nachweis der Ausziehtragfähigkeit von Gewindestangen mit Holzschraubengewinde wird analog zu den Nachweisen axial belasteter Vollgewindeschrauben geführt (Beitrag E5). Der charakteristische Wert des Ausziehparameters von Gewindestangen ist den Europäischen Technischen Zulassungen (ETA) dieser Stangen zu entnehmen.

Der Nachweis der Fugenspannung einer **aufgeklebten Verstärkungsplatte** erfolgt wiederum analog zu den Nachweisen für Ausklinkungen und Durchbrüche, Gleichungen (D8-7) und (D8-13), jedoch mit höheren Werten der Klebfugenfestigkeit ($f_{k3,d}$ anstatt $f_{k2,d}$), da die ungleichmäßige Schubspannungsverteilung in $\tau_{ef,d}$ bereits berücksichtigt ist. ℓ_r ist die Länge der aufgeklebten Verstärkungsplatte und ℓ_{ad} ist die Höhe der aufgeklebten Verstärkungsplatte ober- oder unterhalb der Trägerachse:

$$\tau_{ef,d} \leq f_{k3,d} \quad \text{mit} \quad \tau_{ef,d} = \frac{2 \cdot F_{t,90,d}}{\ell_{ad} \cdot \ell_r} \quad (\text{D8-23})$$

Die Zugspannungen in einer Verstärkungsplatte einer Dicke t_r , einer Länge ℓ_r und einer Zugfestigkeit $f_{t,d}$ werden wie folgt nachgewiesen:

$$\sigma_{t,d} \leq f_{t,d} \quad \text{mit} \quad \sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{t_r \cdot \ell_r} \quad (\text{D8-24})$$

Hier fehlt im Vergleich zu Gleichungen (D8-8) und (D8-16) der Beiwert k_k , da eine ungleichmäßige Spannungsverteilung bereits bei der Ermittlung von $F_{t,90,d}$ berücksichtigt wurde. Außerdem wurde $F_{t,90,d}$ bereits pro Verstärkungselement ermittelt.

Verstärkungen für die vollständige Aufnahme von Querzugspannungen

Verstärkungen sind laut NA bei einem Einsatz von Satteldachträgern und gekrümmten Trägern in Nutzungsklasse 3 erforderlich, dürfen jedoch auch in den Nutzungsklassen 1 und 2 eingesetzt werden. Die Querzugnachweise nach den Gleichungen (D4-15) und (D4-18) dürfen dann komplett entfallen, da die Querzugspannungen vollständig von Verstärkungselementen aufgenommen werden. Die Zugkräfte $F_{t,90,d}$ in den Verstärkungen müssen in einem solchen Fall genauer ermittelt werden, bevor die oben besprochenen Nachweise, Gleichungen (D8-22), (D8-23) und (D8-24), geführt werden müssen. Hinzu kommen wiederum die Nachweise der Zugspannungen im Stabquerschnitt bei eingeklebten Stahlstäben bzw. eingedrehten Gewindestangen mit Holzschraubengewinde. Die anzusetzenden Zugkräfte $F_{t,90,d}$ werden in einem solchen Fall für einen inneren, querzugbeanspruchten Trägerbereich und einen äußeren querzugbeanspruchten Bereich ermittelt, wobei die Zugkräfte im äußeren Bereich vereinfacht zu $2/3$ der Werte des inneren Bereiches angenommen werden. Auch hier wird als maßgebende Querzugspannung $\sigma_{t,90,d}$ der mit Gleichung (D4-13) berechnete Wert $\sigma_{t,90,d}$ herangezogen.

Zugkraft in einem Verstärkungselement im inneren Bereich (beide innere Viertel), entspricht Gleichung (D8-21) ohne Faktor $b/640$:

$$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (\text{D8-25})$$

Zugkraft in einem Verstärkungselement im äußeren Bereich (beide äußere Viertel):

$$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (\text{D8-26})$$

D8.5 Literatur

H.J. Larsen, Originalbeitrag E5, STEP 1995.

Blaß H.J. und Bejtka I. (2004). Selbstbohrende Holzschrauben und ihre Anwendungsmöglichkeiten. Holzbaukalender 2004, S. 516-541. Bruderverlag Karlsruhe.

Blaß H.J., Ehlbeck J., Kreuzinger H. und Steck G. (2005). Erläuterungen zur DIN 1052:08-2004. Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Holzforschung. Bruder-Verlag, Karlsruhe.

Brünninghof H., Schmidt K., Wiegand T. (1993). Praxisnahe Empfehlungen zur Reduzierung von QuerzugrisSEN. Bauen mit Holz 11:928-937.

Ehlbeck J. und Görlacher R. (1989). Tragverhalten von Queranschlüssen mittels Stahlformteilen, insbesondere Balkenschuhen, im Holzbau. Forschungsbericht Universität Karlsruhe.

Henrici D. (1984). Beitrag zur Spannungsermittlung in ausgeklinkten Biegeträgern aus Holz. Dissertation, Technische Universität München.

D9 Aussteifungen

Originalbeiträge: T. Alsmarker, H. Brüninghoff, S. Winter

Ein Gebäude ist nicht nur vertikalen Lasten wie Eigenlasten und Verkehrslasten ausgesetzt, sondern auch horizontale Lasten wie Wind oder Erdbebenlasten müssen aufgenommen werden. Der Wind wirkt auf ein Gebäude in unterschiedlicher Weise ein. Seine direkte Einwirkung ist der Druck auf eine oder mehrere Außenflächen sowie der Sog auf die übrigen Außenflächen. Bild D9-1 zeigt die prinzipielle Windlastverteilung bei einem Gebäude, bei dem die Windrichtung rechtwinklig zur Längswand verläuft. Der Wind mit der in Bild D9-1 dargestellten Richtung verursacht Druck auf die dem Wind zugekehrte Wand bzw. Dachhälfte und Sog auf den windabgewandten Flächen. Bei geringer Dachneigung entsteht auch auf der windzugewandten Dachhälfte Sog (in Bild D9-1: „alt“ = „oder“). Zu beachten ist, dass die Sogwirkung auf die Giebelwände rechtwinklig zur Windrichtung steht. Zusätzlich zu diesen hauptsächlich Windlasten kann der Wind auch Druck oder Sog auf den Innenflächen des Gebäudes hervorrufen.

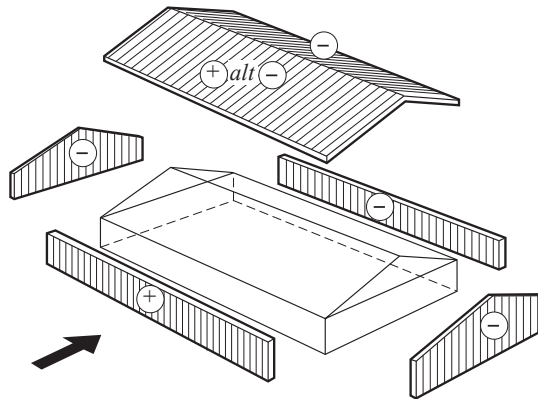


Bild D9-1 Windlastverteilung bei Windrichtung rechtwinklig zur Längswand. Der Pfeil gibt die Windrichtung an. (STEP 1995 Beitrag B13)

Außer den Windlasten sind oft auch horizontale Aussteifungslasten aufzunehmen. Letztere entstehen durch das Bestreben schlanker Biegeträger, seitlich auszuweichen (Kippen). Dies wird durch Aussteifungsverbände verhindert, die eine große Steifigkeit rechtwinklig zur Haupttragrichtung der schlanken Biegeträger aufweisen. In den Aussteifungsverbänden treten dann keine Beanspruchungen aus lotrechter Belastung der auszusteienden Biegeträger auf, wenn diese ideal gerade sind und die Lasten zentrisch und vertikal eingeleitet werden, die Auflast also keine Komponente rechtwinklig zur Haupttragrichtung der Biegeträger hat. Im praktischen Fall treten wegen unvermeidlicher Fertigungs- und Montageungenauigkeiten bereits Abweichungen von der idealen Lage (Imperfektionen) auf. Zusätzliche Formänderungen aus Windlasten oder sonstigen von außen angreifenden Horizontalkräften vergrößern die Ausmitten infolge Imperfektionen. Das grundsätzliche Tragverhalten bei Wind rechtwinklig zur Längswand ist in Bild D9-2 für ein sehr einfaches Gebäude dargestellt, bei dem aussteifende Scheiben in Decken und Wänden verwendet werden. Die Wände sind hier nur an das Fundament und an das (horizontale) Dach angeschlossen. Somit wird die Hälfte der gesamten Windlast in die horizontale Dachscheibe eingeleitet, die als hoher Biegeträger wirkt. Die Dachscheibe ist an den Seitenwänden aufgelagert, die über Schub in der Wandscheibenebene die Kräfte in die Gründung übertragen. Das Aussteifungssystem besteht aus mehreren Elementen, die richtig miteinander verbunden werden müssen, um einen lückenlosen Kraftfluss der Schubkräfte sicherzustellen. Neben anderen Maßnahmen schließt dies die Verbindung von aussteifenden Scheiben an die aussteifenden Wände sowie die Zugverankerung der Wände am Fundament mit ein.

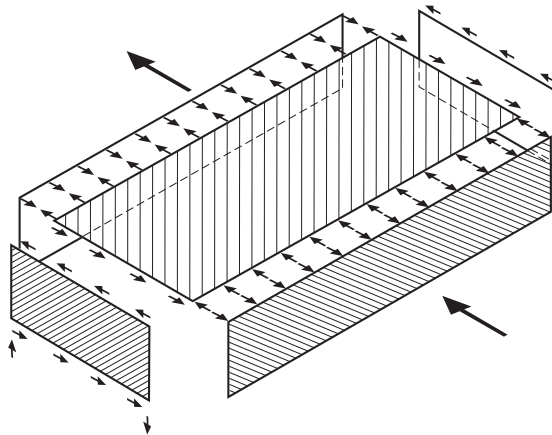


Bild D9-2 Scheibentragwirkung in einem einfachen Gebäude, bei dem das Dach als Horizontalscheibe und die Seitenwände als aussteifende Wandscheiben wirken. (STEP 1995 Beitrag B13)

D9.1 Möglichkeiten, Anordnung und Bemessung von Aussteifungen

Lastverteilung

Aussteifungssysteme für die Abtragung horizontaler Lasten können aus vertikalen Elementen oder Kombinationen aus vertikalen und horizontalen Elementen bestehen. Die Minimalkriterien sind:

- Bei vorhandener Deckenscheibe müssen mindestens drei Wandscheiben vorhanden sein, die sich nicht in einem Punkt schneiden und nicht alle parallel zueinander sind.
- Ohne Deckenscheibe müssen mindestens vier Wandscheiben vorhanden sein, von denen sich nicht mehr als jeweils zwei Scheiben in einem Punkt schneiden.

Zu dieser Grundeinheit können weitere Tragwerksteile addiert werden, die so ausgesteift sind, dass die auf sie einwirkenden horizontalen Lasten ganz oder teilweise durch die Grundeinheit bis zur Gründung weitergeleitet werden können.

Aussteifende Elemente innerhalb eines Tragwerks sollten so angeordnet werden, dass eine symmetrische Lastabtragung ermöglicht wird. Andernfalls müssen die aus der Exzentrizität zwischen Schwerpunkt der Lasteinleitung und Schwerpunkt der Aussteifung resultierenden Zusatzkräfte berücksichtigt werden. Die Stützkkräfte dürfen bei durchlaufenden Deckenscheiben näherungsweise wie für eine Reihe von Einfeldträgern ermittelt werden.

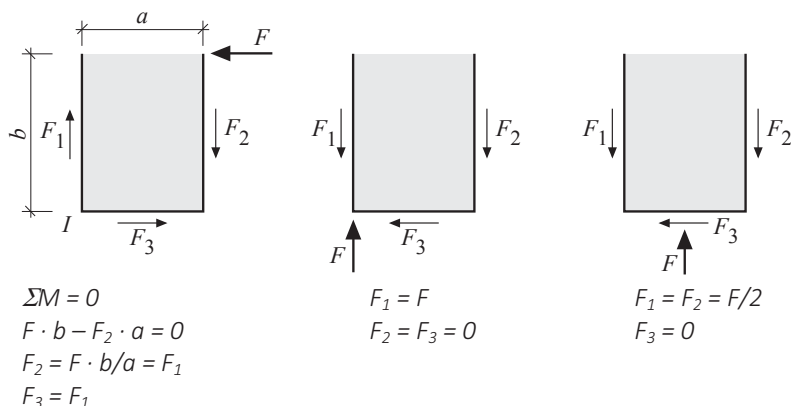


Bild D9-3 Kräfte in aussteifenden Bauteilen, statisch bestimmtes System. (STEP 1995 Beitrag E14)

Die verwendeten Aussteifungselemente sollten je Lastrichtung gleiche Steifigkeiten aufweisen, da andernfalls ebenfalls Zusatzkräfte infolge Exzentrizität entstehen. Das nachfolgende näherungsweise Berechnungsverfahren für statisch unbestimmte Systeme (Bild D9-4) **gilt nur unter der Voraussetzung gleicher Steifigkeiten der Wandscheiben**. Sofern eine genauere Berücksichtigung der Steifigkeit der Wandtafeln erfolgen soll, müssen nach Steinmetz (1992) die Biegeverformung, die Schubverformung und die Nachgiebigkeit aller Verbindungsmittel berücksichtigt werden.

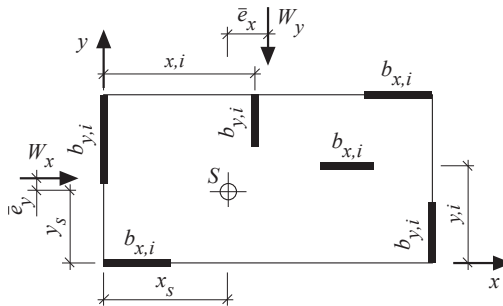


Bild D9-4 Aussteifende Bauteile, statisch unbestimmtes System. (STEP 1995 Beitrag E14)

Die Kräfte im statisch unbestimmten System nach Bild D9-4 können entsprechend der folgenden Gleichungen berechnet werden. Die Exzentrizitäten \bar{e}_x und \bar{e}_y sind die Hebelarme des Lastangriffspunktes zum Schwerpunkt der Aussteifung.

Schwerpunkt $S(x_s, y_s)$ der Aussteifung:

$$x_s = \frac{\sum b_{yi} \cdot x_i}{\sum b_{yi}} \quad \text{und} \quad y_s = \frac{\sum b_{xi} \cdot y_i}{\sum b_{xi}} \quad (D9-1)$$

Die Ausmitten der einzelnen Wandscheiben i vom Schwerpunkt S der Aussteifung sind:

$$s_{xi} = (x_i - x_s) \quad \text{und} \quad s_{yi} = (y_i - y_s) \quad (D9-2)$$

Die Lasten auf Wandscheiben i bei Windrichtung W_x ermitteln sich als Summe (i) des Anteiles von W_x pro Wandscheibenlänge b_{xi} und (ii) der Kraft aus dem Zusatzmoment ΔM_x durch die Exzentrizität \bar{e}_y des Lastangriffspunktes (Vorzeichen beachten!):

$$H_{xi} = \frac{b_{xi}}{\sum b_{xi}} \cdot W_x + \Delta M_x \cdot \frac{s_{yi} \cdot b_{xi}}{I_p} = \frac{b_{xi}}{\sum b_{xi}} \cdot W_x + W_x \cdot \bar{e}_y \frac{s_{yi} \cdot b_{xi}}{\sum (b_{xi} \cdot s_{yi}^2) + \sum (b_{yi} \cdot s_{xi}^2)} \quad (D9-3)$$

I_p ist das polare Trägheitsmoment der Wandscheiben um den Rotationsmittelpunkt = Schwerpunkt S .

Durch das Zusatzmoment ΔM_x entstehen auch Horizontallasten in y-Richtung bei Windrichtung W_x :

$$H_{yi} = \Delta M_x \cdot \frac{s_{xi} \cdot b_{yi}}{I_p} = W_x \cdot \bar{e}_y \frac{s_{xi} \cdot b_{yi}}{\sum (b_{xi} \cdot s_{yi}^2) + \sum (b_{yi} \cdot s_{xi}^2)} \quad (D9-4)$$

Analog werden die Lasten auf die Wandscheiben i bei Windrichtung W_y ermittelt:

$$H_{yi} = \frac{b_{yi}}{\sum b_{yi}} \cdot W_y + \Delta M_y \cdot \frac{s_{xi} \cdot b_{yi}}{I_p} = \frac{b_{yi}}{\sum b_{yi}} \cdot W_y + W_y \cdot \bar{e}_x \frac{s_{xi} \cdot b_{yi}}{\sum (b_{xi} \cdot s_{yi}^2) + \sum (b_{yi} \cdot s_{xi}^2)} \quad (D9-5)$$

$$H_{xi} = \Delta M_y \cdot \frac{s_{yi} \cdot b_{xi}}{I_p} = W_y \cdot \bar{e}_x \frac{s_{yi} \cdot b_{xi}}{\sum (b_{xi} \cdot s_{yi}^2) + \sum (b_{yi} \cdot s_{xi}^2)} \quad (D9-6)$$

Beispiele für vertikale Aussteifungskonstruktionen

Rahmen mit biegesteifen Ecken können sowohl vertikale als auch horizontale Kräfte übernehmen. Sie werden insbesondere in eingeschossigen Hallentragwerken verwendet. Zur Herstellung der biegesteifen Ecken können mechanische Verbindungsmittel (Dübelkreis) oder Keilzinkenverbindungen verwendet werden. Rahmentragwerke werden im Regelfall nur zur Abtragung von Windlasten herangezogen. Für zusätzliche Lasten, z. B. bei der Beanspruchung durch horizontale Bremskräfte von Krananlagen, nehmen die Querschnitte überproportional zu. Bei der Verwendung von mechanischen Verbindungsmitteln wird dies meist durch die notwendigen Verbindungsmittelabstände verursacht. Ein weiterer Nachteil ist der eingeschränkte Lichtraum des Bauwerkes. Diese Gründe führen oft zu unwirtschaftlichen Lösungen.

Eingespannte Stützen können insbesondere bei Hallentragwerken mit Kranbetrieb aus Stahlbeton- oder Stahlbauteilen (z. B. eingespannte Stahlbetonstütze mit Köcherfundamenten) eingesetzt werden. Bei geringeren horizontalen Lasten können auch eingespannte Rundholz- oder Brettschichtholzstützen (Heimeshoff, 1983) verwendet werden, z. B. für landwirtschaftliche Bauten oder kleinere Hallentragwerke. Für die direkte Einspannung von Brettschichtholzstützen in Köcherfundamente besteht eine nationale deutsche Zulassung Z-9.1-136. Wegen der Gefährdung der vergossenen Stützenfüße durch Pilzbefall infolge Feuchtigkeit müssen die eingespannten Stützteile sehr sorgfältig geschützt werden.

Eine **diagonale Aussteifung** kann entweder aus druck- und zugsteifen Elementen, z. B. Fachwerkstreben aus Kantholz, oder nur aus Zugsteifen, im Normalfall kreuzweise angeordneten Bauteilen bestehen, z. B. Rundstahlstäben mit Spannschlössern. Diagonale Aussteifungen werden entweder innerhalb von Wandkonstruktionen oder als sichtbares, oft gleichzeitig gestalterisches Element eingesetzt.

Windrispenbänder werden meist für die Aussteifung von Dachkonstruktionen vorgesehen. Bei kleineren Gebäuden werden sie auch zur Aussteifung von Wänden oder Decken verwendet, z. B. wenn die Bekleidung der Decke aus Profilbrettern besteht. Sie werden meist durch Nagelverbindungen auf jedem Bauteil befestigt. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit wird entweder durch die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel oder die Tragfähigkeit des Windrispenbandes im Nettoquerschnitt bestimmt. Windrispenbänder müssen bei der Montage gespannt werden. Die Vorteile liegen in der schnellen und einfachen Montage und in den geringen Kosten. Die Montage wird in der Praxis jedoch oft fehlerhaft durchgeführt. Von Nachteil sind die geringe Tragfähigkeit und die Temperaturabhängigkeit des Materials. Wird ein Windrispenband bei tiefen Außentemperaturen montiert, so ist durch die Wärmeausdehnung des Stahls in den Sommermonaten eine große Deformation zu beobachten. Bis zur Aufnahme von Lasten sind große Verschiebungen des Systems notwendig, die zu Verformungen des Gesamttragwerks führen können.

Rundstähle mit Spannvorrichtungen eignen sich besonders gut für die Aussteifung von Tragwerken. Sie werden meist individuell bemessen. Für die Ausführung der Verbindungen bestehen sehr viele Möglichkeiten, einige Beispiele sind in Bild D9-5 angegeben. Aussteifungen mit Rundstählen können große Kräfte übertragen und haben den Vorteil, dass sie durch ihre Verstellbarkeit während der Montage zur Justierung der Konstruktion verwendet werden können. Bei entsprechender Detaillierung können Aussteifungen mit Rundstählen zum positiven optischen Gesamteindruck des Bauwerks beitragen.

Streben aus Vollholz oder Brettschichtholz werden entsprechend ihrer Belastung unter Berücksichtigung der Knicklängen bemessen. Sie können Druck- und Zugkräfte aufnehmen. Die Verbindungen können z. B. durch Nägel, Bolzen, Holzwerkstoffplatten, Stahlblech-Holz-Verbindungen (Bild D9-5 (a)) erfolgen. Diese Art der Aussteifung kann preiswerter sein als Rundstähle. Ein Nachteil besteht in der erschwerten Montage. Eine Möglichkeit für das Ausrichten der Konstruktion besteht nach dem Einbau der Streben nicht mehr. Die Präzision der Ausführung muss daher sehr hoch sein. Durch die Möglichkeit der Abtragung von Druck- und Zugkräften entstehen steifere Konstruktionen mit geringen Verformungen.

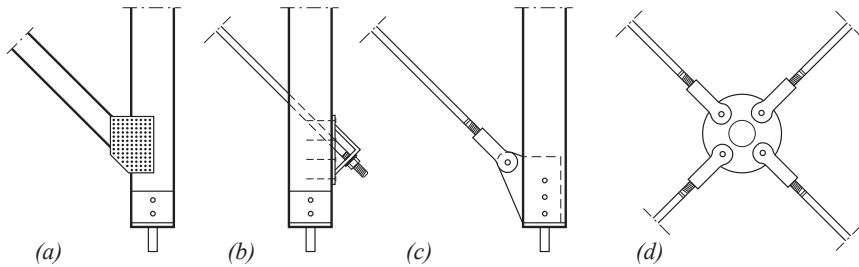


Bild D9-5 Verschiedene Aussteifungskonstruktionen. (a) Vollholz-Diagonale, (b) Rundstahl-Diagonale, (c), (d) Rundstahl-Diagonale mit Gussverbinder. (STEP 1995 Beitrag E14)

Vertikale aussteifende Scheiben sind oft in Holztafelbauweise ausgeführt. Sie bestehen aus Konstruktionshölzern aus Vollholz (Schwelle, Rähm, Stützen) und kraftschlüssig verbundenen Holzwerkstoffplatten. Solche Wandscheiben aus Holzwerkstoffplatten und Holzrahmen werden insbesondere beim Bau ein- und mehrgeschossiger Häuser verwendet. Durch die Mehrfachfunktionen des Bauteils, neben der Abtragung horizontaler Lasten auch Brand-, Wärme- und Schallschutz, ist diese Art der Aussteifung gleichzeitig die preiswerteste Möglichkeit. Bei der Verwendung von Holzwerkstoffplatten bestehen außerdem sehr gute Möglichkeiten zur Vorfertigung. Wegen der guten Festigkeitseigenschaften eignen sich Spanplatten, OSB- und Sperrholzplatten für die Beplankung von Scheiben aus Holztafeln. Die Schubkräfte werden über eine große Anzahl dünner Verbindungsmittel (Nägeln oder Klammern) entlang der Plattenränder in die Konstruktionshölzer übertragen. Die Verbindungen der Elemente untereinander sind gesondert nachzuweisen. Die Tragfähigkeit der Druck- und Zugstiele der Scheiben muss unter Berücksichtigung der Kombination vertikaler und horizontaler Lasten erfolgen. Vertikale Scheiben müssen an ihren Enden gegen Abheben gesichert sein, die auf der jeweils gegenüberliegenden Seite auftretenden Druckkräfte müssen bei der Bemessung ebenfalls berücksichtigt werden. Massive Scheiben aus Brettsperrholz stellen eine zunehmend verwendete Alternative zu Holztafeln dar.

Beispiele für horizontale Aussteifungskonstruktionen

Gebäude müssen in jedem Geschoss und im Dach durch horizontale Elemente ausgesteift werden. Als aussteifende Elemente können entweder horizontale Scheiben oder horizontal liegende Diagonalen verwendet werden. In geneigten Dächern liegt die Aussteifungsebene in der Dachebene. In Geschossdecken werden Holzwerkstoffplatten zur vertikalen und horizontalen Lastabtragung herangezogen, in der horizontalen Ebene dienen sie zur Übertragung der Schubkräfte. Randbalken und Deckenbalken dienen zur Aufnahme der Biegebeanspruchung in der horizontalen Scheibe. Die Decke wirkt wie ein Balken, der die horizontalen Kräfte zu den vertikalen Aussteifungen überträgt. Horizontale oder in Dachebene liegende Diagonalen sind Teil eines Fachwerks in diesen Ebenen, welches die

Kräfte in die vertikalen Aussteifungen überträgt. Deshalb müssen alle Verbindungen und die Zug- und Druckstäbe dieses Fachwerks nachgewiesen werden. Als Aussteifungen in Dachebene können Rundstähle oder Windrispen in Kombination mit Pfetten oder kleine Fachwerkträger verwendet werden. Nagelplattenbinder müssen immer zusätzlich mit Bindern in Dachebene ausgesteift werden. Bei Fachwerk- oder Brettschichtholzbindern wird die Aussteifung in Dachebene nicht nur zur Abtragung der horizontalen Lasten herangezogen, sondern dient zusätzlich zur Knick- und/oder Kippaussteifung.

Vorgehen bei Entwurf und Bemessung

- Festlegung der Gebäudegeometrie und Festlegung der feststehenden Wände / Gebäudeteile, die zur Aufnahme horizontaler Kräfte herangezogen werden können. In erdbebengefährdeten Regionen sollte gleichzeitig mit der Festlegung des Systems zur Aufnahme der Windlasten auch das Aussteifungssystem zur Aufnahme der Erdbebenlasten festgelegt werden. Die Duktilität des vertikalen Aussteifungssystems beeinflusst die Erdbeben-Bemessungslast (Beitrag G2). Spröde aussteifende Bauteile oder Verbindungen können unter Umständen höhere Windlasten aufnehmen, führen aber bei der Bemessung zur Aufnahme der Erdbebenlasten zu unwirtschaftlicheren Ergebnissen.
- Ermittlung der horizontalen Lasten. Die tatsächlich vorhandenen Systeme zur Windlastabtragung, z. B. bis zur Dachebene durchlaufende Stützen in den Giebelwänden von Hallen, müssen berücksichtigt werden. Die Ermittlung der Lasten nur über Einzugsflächen kann zu falschen Ergebnissen führen.
- Berechnung der resultierenden Kräfte in den Aussteifungselementen. Für symmetrisch ausgesteifte Gebäude erfolgt dies nach den einfachen Regeln zur Ermittlung der Reaktionskräfte in statisch bestimmten Tragwerken. Bei einem Gebäude mit ungleicher Verteilung der aussteifenden Elemente oder ungleicher Steifigkeitsverteilung der Aussteifung, z. B. infolge großer Öffnungen in den Wänden, ist die Torsionsbeanspruchung des Gebäudes zu berücksichtigen (vgl. Bild D9-4). Je größer der Abstand der aussteifenden Elemente ist, umso größer ist der Torsionswiderstand des Tragwerks.
- Nachweis der Aufnahme der Kräfte: $E_d \leq R_d$
- Nachweis der Verbindungen der aussteifenden Bauteile. Der Kraftfluss von der Einleitung der Kräfte bis zur Gründung muss nachgewiesen werden. Folgende Verbindungen sind nachzuweisen:
 - Einleitung der Kräfte unmittelbar beanspruchter Bauteile wie Wandstiele oder Sparren in horizontale Elemente, z. B. Deckenscheiben, insbesondere von Zugkräften infolge Windsog.

- Verbindungen innerhalb horizontaler Aussteifungen, z. B. Koppelungen von Dach- oder Deckenelementen, Stabverbindungen horizontaler Fachwerke, Verbindungen von Koppelpfetten zu Rahmenbindern, etc.
 - Verbindungen horizontaler Elemente mit vertikalen Elementen, z. B. von Deckenscheiben mit Wandscheiben oder die Verbindung von Randbalken horizontaler Fachwerke zu vertikalen Scheiben oder Diagonalen.
 - Verbindungen innerhalb vertikaler Elemente, z. B. die Vernagelung von Holzwerkstoffplatten auf Holzrahmen oder die Koppelung vorgefertigter Wandelemente.
 - Verbindung vertikaler Elemente zur Gründung, z. B. die Endverankerung von Wandscheiben oder die Verankerung von Stahldiagonalen an Stützenfüßen.
- Verbindungen, die zu einer Beanspruchung rechtwinklig zur Faser im Holzbauteil führen, sollten vermieden werden, da wegen der geringen Festigkeiten ein plötzliches Versagen der Verbindungen eintreten kann.
 - Nachweis der Verformungen. Die zulässigen Verformungen sind abhängig vom Gebäudetyp. Der Nachweis ist insbesondere für gleichzeitig durch hohe vertikale Lasten beanspruchte Bauteile zu führen. Hohe Ausmitten der Lasten führen hier zu großen Zusatzkräften. Aber auch zur Vermeidung von Rissen in Bekleidungen sollten die Verformungen von Tragwerken beschränkt werden.
 - Nachweis der Montagezustände. Während der Errichtung des Tragwerks muss die Standsicherheit des Gebäudes gewährleistet sein. Bei der Errichtung von Häusern mit vorgefertigten Wänden muss lediglich eine kurzzeitige, behelfsmäßige Aussteifung, z. B. durch verstellbare schräge Stahlstützen gewährleistet sein. Ein gesonderter Nachweis ist im Allgemeinen nicht erforderlich. Bei Hallentragwerken können gesonderte Nachweise erforderlich werden. Im Normalfall werden im Baufortschritt zuerst die vertikalen Bauteile errichtet, an die die horizontalen Aussteifungselemente angeschlossen werden.

Im Folgenden werden die für den Holzbau wichtigen Aussteifungselemente „Decken- und Wandscheiben“ näher erläutert, bevor die Bemessung und Anordnung von Verbänden diskutiert wird.

D9.2 Aussteifende Scheiben

Horizontale Aussteifungsscheiben

Decken und Dächer können zur Übertragung horizontaler Kräfte auf die unterstützenden Wände genutzt werden. Bei Häusern in Tafelbauart setzen sich diese Tragelemente aus hölzernen Rippen zusammen, die mit verschiedenen Holzwerkstoffplatten beplankt werden. Bei Holzhäusern in Tafelbauart wird der doppelte Kopfrahm der Wände als Gurt der

Scheibe genutzt. Die Holzwerkstoffplatten sind mit versetzten Stößen verlegt und durch Nagelung oder Verbolzung miteinander verbunden. Alternativ kann ein Rähmholz oder Randbalken als Gurt verwendet werden. Im Weiteren werden nur Deckenscheiben nach Bild D9-6 behandelt, die durch eine horizontale Gleichstreckenlast belastet werden.

Bei diesem Typ einer Deckenscheibe kann davon ausgegangen werden, dass das Tragverhalten dem eines hohen I -Trägers ähnelt. Nach EC 5 ist dies zutreffend, solange die Stützweite l zwischen $2 \cdot b$ und $6 \cdot b$ liegt. Die Beplankung wirkt als Steg, der die Querkräfte aufnimmt, während die Randbalken als Gurte das auftretende Biegemoment übertragen, siehe Bild D9-7, Kräfte F_c und F_t mit Hebelarm b .

Nach NA darf das vereinfachte Verfahren auch für Scheiben mit einer Stützweite l kleiner als $2 \cdot b$ verwendet werden, „wenn in Lastrichtung über die Scheibenhöhe b durchgehende Rippen die Lasten gleichmäßig in die Scheibe einleiten oder die Scheibenhöhe b rechnerisch nur zur halben Spannweite der Tafel angenommen wird.“ (NCI Zu 9.2.3.2 (NA.5))

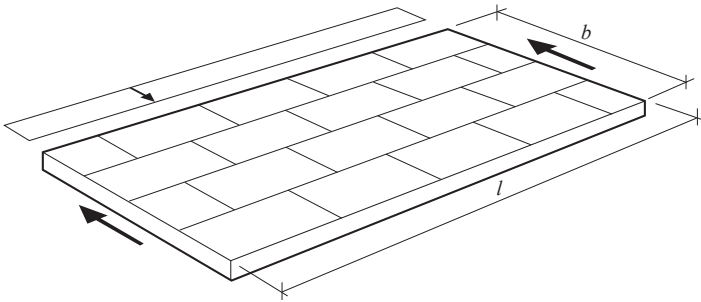


Bild D9-6 Horizontale Deckenscheibe. (STEP 1995 Beitrag B13)

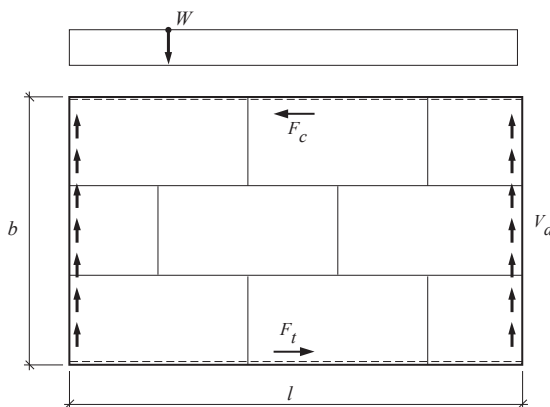


Bild D9-7 Prinzip des Tragverhaltens von Deckenscheiben. (STEP 1995 Beitrag B13)

Der vereinfachte Nachweis setzt voraus, dass das gesamte Moment von den Gurten aufgenommen wird. Deshalb sind diese Randglieder zu bemessen für eine Zug- oder Druckkraft von

$$F_{t,d} = F_{c,d} = \frac{M_{\max,d}}{b} \quad (\text{D9-7})$$

mit

$M_{\max,d}$ Bemessungswert des maximalen Biegemomentes

b Scheibenhöhe.

Die Beplankung muss bemessen werden für einen Schubfluss v_d (siehe Bild D9-7) von

$$v_d = \frac{F_{v,d}}{b} \quad (\text{D9-8})$$

mit

$F_{v,d}$ Bemessungswert der maximalen Querkraft

b Scheibenhöhe.

Dabei wird v_d als gleichmäßig verteilt über die Scheibenhöhe b angenommen.

Schließlich ist der Abstand s der Verbindungsmittel, mit denen die Beplankung auf den Holzrippen befestigt wird, folgendermaßen zu bestimmen:

$$s = \frac{F_{v,Rd}}{v_d} \quad (\text{D9-9})$$

mit

$F_{v,Rd}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels auf Abscheren

v_d Schubfluss aus Gleichung (D9-8)

Für an den Enden aufgelagerte Scheiben nach Bild D9-7 wird die Querkraft von der Horizontalscheibe auf die Wandscheiben über die an den Rändern umlaufenden Hölzer, sogenannte Rähm- oder Randhölzer, an den Scheibenenden übertragen. Es wird angenommen, dass die Querkraft am Scheibenrand gleichmäßig verteilt ist. Randhölzer und Gurte sind an das Kopfrähm richtig anzuschließen, um die Querkräfte auf die darunterliegende Scheibe zu übertragen. Es ist sicherzustellen, dass ein Kraftfluss über andere konstruktive Elemente möglich ist, falls die Beplankung nicht direkt an diese Tragglieder angeschlossen ist.

Bei dem vorgeschlagenen Rechenmodell wird angenommen, dass die Beplankung wie eine einzige Scheibe wirkt. Deshalb müssen die einzelnen Platten der Beplankung mit-

einander verbunden werden. Die beste Ausführung für eine Deckenscheibe erreicht man durch eine versetzte Anordnung der Platten, Bild D9-7. Da aber die Scheibentragwirkung in beiden Richtungen vorhanden sein muss, muss sich das Versetzen der Stöße an der ungünstigsten Belastungsrichtung orientieren.

Bei großen Öffnungen in der Deckenscheibe ist es wichtig, dass die Kräfte im Bereich der Öffnungen zuverlässig weitergeleitet werden. Druck- und Zugkräfte können über Auswechslungen und Stahlbänder übertragen werden. Zur Querkraftübertragung ist es wichtig, dass die Platten mit den Auswechslungen und Rippen am Rand der Öffnung ausreichend vernagelt oder verschraubt sind.

Vertikale Aussteifungsscheiben

Im Allgemeinen bestehen Wände in Tafelbauart aus vertikalen Pfosten in regelmäßigen Abständen, die zusammen mit der Fußschwelle und dem Kopfrähm einen Rahmen bilden. Dieser Rahmen wird üblicherweise einseitig oder beidseitig beplankt, indem verschiedene Holzwerkstoffplatten auf den Rahmen genagelt oder geklammert werden. Hinsichtlich der Konstruktion kann die Wand als eine auskragende Scheibe betrachtet werden, die durch eine horizontale Einzellast am Kopfrähm belastet wird. Indem die Beplankung als Aussteifung genutzt wird, kann die Kraft auf effektive Weise in das Fundament übertragen werden. Bild D9-8 stellt das Tragverhalten schematisch dar.

Die Pfosten sind an die Fußschwelle und das Kopfrähm mit Nägeln oder anderen mechanischen Verbindungsmitteln angeschlossen. Aus baustatischer Sicht können die Rahmenverbindungen als Gelenke angesehen werden, Bild D9-8 (b). Die Verschiebung des Holzrahmens muss durch die Beplankung und die Verbindungsmittel zwischen Rahmen und Beplankung verhindert werden. In den Ecken liegen somit die am höchsten beanspruchten Verbindungsmittel, da hier die größten Verschiebungen zwischen Rahmen und Beplankung auftreten. In der oberen linken und unteren rechten Ecke sind die Verbindungsmittel in Richtung der freien Ränder der Beplankung beansprucht. In Bild D9-8 wurde angenommen, dass **die Pfosten unten verankert** sind. Ob ein Abheben der Pfosten verhindert werden kann oder nicht, hat den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit einer aussteifenden Wandscheibe in Tafelbauart. Neben dem Nachweis gegen Abheben muss für die Pfosten ein Nachweis für eine konzentrierte Druckkraft geführt werden. Sowohl die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel als auch die Schubfestigkeit der Beplankung sind weitere wichtige Faktoren, die die Tragfähigkeit von aussteifenden Wandscheiben beeinflussen.

Die Tragfähigkeit einer Wand, die aus mehreren Wandelementen besteht, berechnet sich als Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Elemente, auch wenn die Wandelemente unterschiedliches Beplankungsmaterial und unterschiedliche Verbindungsmittel enthalten. Die gleiche Näherung ist vertretbar, wenn auf beiden Seiten des Rahmens unterschiedliche Beplankungsmaterialien und Verbindungsmittel verwendet werden. Nach

EC 5 allerdings sollte in diesem Fall die Tragfähigkeit der schwächeren Seite nur zur Hälfte angesetzt werden. In einer Wand mit Fensteröffnungen sollten bei der Berechnung der Tragfähigkeit für die ganze Wand die Wandelemente mit diesen Öffnungen vernachlässigt werden.

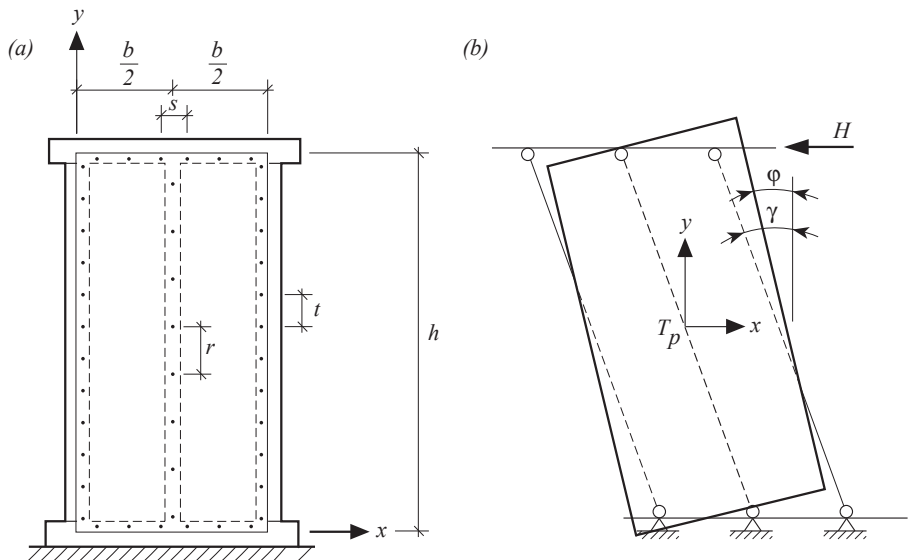


Bild D9-8 (a) Typisches Wandelement, (b) prinzipielles Tragverhalten. (STEP 1995 Beitrag B13)

Nach EC 5 Verfahren A ist der Bemessungswert für die Wandscheibentragfähigkeit $F_{i,v,Rd}$ jeder Wandtafel i zu berechnen aus

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s} \quad (D9-10)$$

wobei $F_{f,Rd}$ der Bemessungswert der Verbindungsmitteltragfähigkeit und s der Verbindungsmittelabstand ist; der Beiwert c_i berücksichtigt das Verhältnis von Wandscheibenhöhe zu Wandscheibenbreite.

Die Zugpfosten und die Zuganker sowie die Druckpfosten müssen für eine Kraft

$$F_{i,c,Rd} = F_{i,t,Rd} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_i} \quad (D9-11)$$

bemessen werden, wobei $F_{i,v,Ed}$ der Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft auf die Wandscheibe i mit einer Breite b_i und einer Höhe h ist.

Eine etwaige vertikale Auflast darf bei der Ermittlung der vertikalen Zugkraftkomponente und muss bei der Ermittlung der vertikalen Druckkraftkomponente berücksichtigt werden. Um das Verfahren A anwenden zu können, müssen die Randpfosten der Wandscheibe entweder durch Auflast oder Verankerung vertikal gehalten und die Fußschwelle muss ausreichend im Fundament verankert werden, um die Horizontalkräfte übertragen zu können. Es stehen allerdings auch Bemessungsmodelle für den Fall einer fehlenden Zugverankerung der Randpfosten zur Verfügung. In mehrgeschossigen Gebäuden müssen die Wandscheiben so miteinander verbunden werden, dass die Zugkräfte von Geschoss zu Geschoss übertragen werden können.

Zusammenfassend sollen die Voraussetzungen für die Gültigkeit des hier vorgestellten einfachen Rechenmodells, des sogenannte Schubfeldmodells, genannt werden (Colling, 2011):

- alle Ränder der Beplankung sind durch Rippen unterstützt und kontinuierlich verbunden,
- die Kräfte sind über die Verbindungsmittel zwischen Beplankung und Kopfrähm gleichmäßig verteilt und werden kontinuierlich eingeleitet (konzentrierte Last-einleitungen werden vom Schubfeldmodell nicht erfasst),
- die Beplankung beult nicht aus,
- Rippen und Beplankung sind im Vergleich zu den Verbindungsmitteln steif, in den Verbindungsmitteln bilden sich Fließgelenke aus, und somit wird die Tragfähigkeit der Wandscheibe von der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel bestimmt.

Innenwände

Die Verteilung der Horizontallast auf Innenwände hängt vom Verhältnis der Steifigkeit der aussteifenden Decken- bzw. Dachscheibe zur Steifigkeit der Wände ab. Die Annahme einer starren Horizontalscheibe, unterstützt durch nachgiebige Wände, ist der eine Grenzfall; eine nachgiebige Horizontalscheibe, unterstützt durch starre Wände, der andere. Im ersten Fall verteilt sich die Horizontallast auf die Wandscheiben entsprechend der Steifigkeit der Wände. Für eine Scheibe auf drei Wänden gleicher Steifigkeit entfällt auf jede Wand ein Drittel der Gesamtlast. Dabei ist zu beachten, dass bei unsymmetrischer Anordnung der Wände das entstehende Torsionsmoment zu berücksichtigen ist. Wird eine weiche aussteifende Scheibe angenommen, die von starren Wänden unterstützt wird, dann kommt es darauf an, ob die Scheibe als horizontaler Durchlaufträger über mehrere Felder oder als Träger auf zwei Stützen aufgefasst wird. Es liegt auf der sicheren Seite, wenn man die Wände am Scheibenende als Auflager eines Trägers auf zwei Stützen betrachtet und die Innenwände als Zwischenaullager eines Durchlaufträgers auffasst. Der Fall von aussteifenden, hölzernen Deckenscheiben auf Wandscheiben aus Holz liegt zwischen den beiden oben beschriebenen Grenzfällen und die Annahme einer starren

Deckenscheibe sollte mit Vorsicht getroffen werden. Starre Deckenscheiben sollten nur angenommen werden, wenn das Verhältnis der Scheibenhöhe b zur Stützweite ℓ zwischen den Innenwänden etwa eins ist.

D9.3 Verbände

Hintergrund der Bemessungsgleichungen nach EC 5

Einflussgrößen auf die Beanspruchung von Aussteifungskonstruktionen

Bei der Beanspruchung von Aussteifungskonstruktionen ist es notwendig, zwischen Druckstäben und Biegeträgern zu unterscheiden. Weiterhin spielt eine Rolle, ob eine hoch beanspruchte Einzelabstützung oder eine Reihe von Abstützungen betrachtet wird, die z. B. in der Form eines Fachwerkträgers die Aussteifungskonstruktion bilden. Die Einwirkungen auf die Aussteifungskonstruktion hängen vor allem von den Maßen des auszusteifenden Tragwerks wie Querschnitts- und Längenmaße, den Auflagerbedingungen sowie den Baustoffeigenschaften ab, die durch die Wahl einer Festigkeitsklasse, der Nutzungsklasse und der Klasse der Lasteinwirkungsdauer des maßgebenden Lastfalls bestimmt werden. Die Steifigkeiten der Bauteile und Verbindungen spielen eine große Rolle, nicht nur als Eigenschaftswerte des auszusteifenden Tragwerks, sondern vor allem für die Aussteifungskonstruktion selbst. Für einen Nachweis nach der Theorie II. Ordnung sind außerdem geometrische und strukturelle Imperfektionen, z. B. in der Form spannungsloser Vorverformungen, zu berücksichtigen.

Einzelabstützungen von Druckstäben

Druckstäbe der Länge ℓ , die in regelmäßigen Abständen durch nachgiebige Auflager abgestützt sind, verursachen sehr große Abstützungskräfte, wenn die Verformungsfiguren nach Bild D9-9 (b) und (c) angenommen werden.

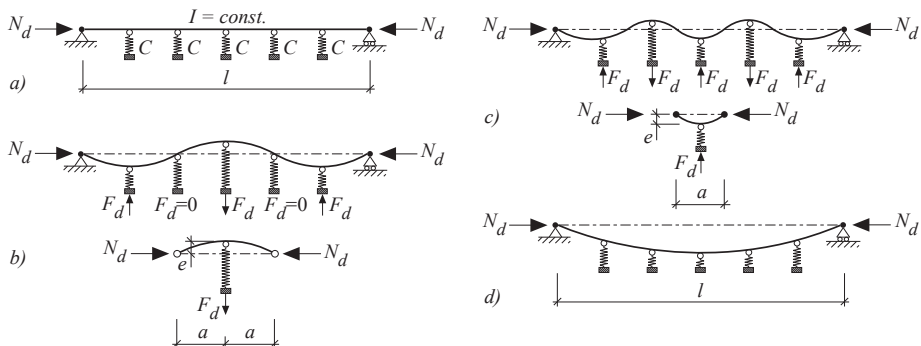


Bild D9-9 Statisches System und Verformungen ausgesteifter Druckstäbe. (STEP 1995 Beitrag B15)

Möhler und Schelling (1960) haben gezeigt, dass die Mindestfedersteifigkeit C der Abstützungen den folgenden Wert haben sollte:

$$C = k_s \cdot \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{a^3} \quad (\text{D9-12})$$

mit

$$k_s = 2 \cdot \left(1 + \cos \frac{\pi}{m} \right) \quad (\text{D9-13})$$

und a der Länge und m der Anzahl der Wellen, so dass mit $\ell = m \cdot a$ und gelenkiger Auflagerung der Stabenden eine Verformungsfigur in der Form einer Welle für $k_s = 2$ oder einer unendlichen Anzahl von Wellen für $k_s = 4$ erreicht wird (im EC 5 wird $k_s = 4$ empfohlen).

Wird nun die elastische Knicklast N_d des Eulerfalls II (Gleichung (D2-19)) in Gleichung (D9-12) eingesetzt, ergibt sich die in EC 5 angegebene Gleichung zur Ermittlung der Mindestfedersteifigkeit:

$$C = \frac{k_s}{a} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{a^2} = \frac{k_s}{a} \cdot N_d \quad (\text{D9-14})$$

Die Federkraft F_d (siehe Bild D9-10) kann auf der sicheren Seite liegend nach Theorie II. Ordnung berechnet werden zu:

$$F_d \leq 5,2 \cdot N_d \cdot \frac{e}{2 \cdot a} \quad (\text{D9-15})$$

mit e der Vorkrümmungsamplitude der Stabachse.

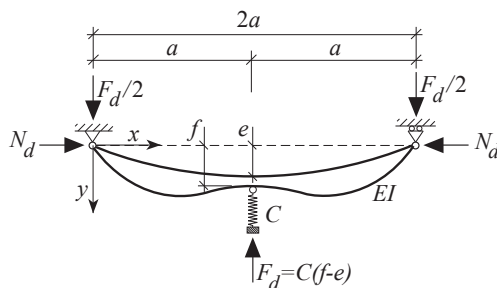


Bild D9-10 Verformung eines elastisch gelagerten Balkens. (STEP 1995 Beitrag B15)

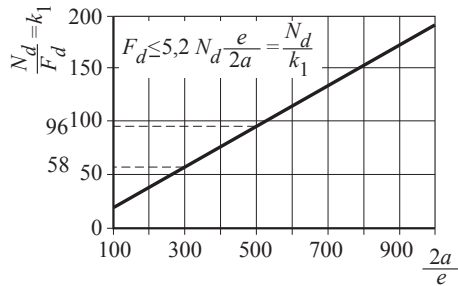


Bild D9-11 Beiwert der Abstützungskraft abhängig von der Vorkrümmungsamplitude. (STEP 1995 Beitrag B15)

Aus Bild D9-11 ist zu ersehen, dass sich Abstützungskräfte in den Federn von $F_d = N_d/58$ und $F_d = N_d/96$ ergeben, wenn Vorkrümmungsamplituden von $\ell/300$ und $\ell/500$ für Bauteile aus Vollholz bzw. Brettschichtholz angenommen werden. Diese Werte wurden im EC 5 auf die empfohlenen Werte von $N_d/50$ bzw. $N_d/80$ gerundet.

Einzelabstützungen von Biegeträgern

Burgess (1989) schlug vor, den Bemessungswert der mittleren Druckkraft N_d im Druckbereich eines Biegeträgers wie folgt anzugeben:

$$N_d = M_d \cdot \frac{N_{\text{crit}}}{M_{\text{crit}}} \quad (\text{D9-16})$$

worin N_{crit} und M_{crit} die Knicklast bzw. das Kippmoment nach der klassischen Stabilitätstheorie bedeuten (Beitrag D2). EC 5 gibt die folgende Näherung an:

$$N_d = (1 - k_{\text{crit}}) \cdot \frac{M_d}{h} \quad (\text{D9-17})$$

Hierin wird der Beiwert k_{crit} für das Bauteil ohne Aussteifung berechnet (Biegedrillknicken von Biegestäben, Beitrag D2). Damit wird auch die Torsionssteifigkeit eines Biegeträgers berücksichtigt. Für den Fall, dass $k_{\text{crit}} = 1$ ist, ist eine Aussteifung nicht erforderlich. Das Verfahren ist nur für Bauteile anwendbar, die entlang des Druckrandes ausgesteift sind.

Aussteifung von Biegeträgern und Fachwerkträgern

Zur Ermittlung der Beanspruchung der Aussteifungskonstruktion wird angenommen, dass die durch einen Stabilitätsverband der Steifigkeit $(E \cdot I)_{\text{ef}}$ auszusteifenden Druckstäbe oder Biegeträger eine Vorkrümmung in der Form einer Sinushalbwellen (siehe Bild D9-9 (d)) aufweisen.

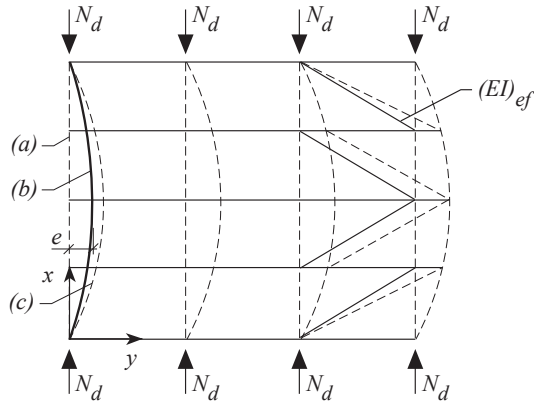


Bild D9-12 Verformung ausgesteifter Druckstäbe; (a) gerade Linie, (b) Achse mit Vorkrümmung, (c) verformte Achse. $(E \cdot I)_{ef}$ ist die Steifigkeit der Aussteifungskonstruktion. (STEP 1995 Beitrag B15)

Die Druckkräfte N_d verursachen ein Moment (alle Definitionen siehe Bild D9-12):

$$M_d = n \cdot N_d \cdot y \quad (D9-18)$$

Unter Vernachlässigung der Biegesteifigkeit $E \cdot I_z$ der schlanken auszusteifenden Bauteile ergibt sich die Differentialgleichung der elastischen Linie mit Berücksichtigung der Vorkrümmung y_0 :

$$\frac{M_d}{(E \cdot I)_{ef}} = -\frac{d^2 \cdot (y - y_0)}{d^2} = -(y - y_0)'' \quad (D9-19)$$

Ersetzen des Moments M_d aus Gleichung (D9-18) in Gleichung (D9-19) ergibt:

$$y'' + \frac{n \cdot N_d}{(E \cdot I)_{ef}} \cdot y = -e \cdot \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \quad (D9-20)$$

mit der Vorkrümmungsfunktion

$$y_0 = e \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \quad (D9-21)$$

Die Lösung der Differentialgleichung resultiert in

$$q_d = \frac{e \cdot \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot n \cdot N_d}{1 - \frac{n \cdot N_d}{\left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot (E \cdot I)_{ef}}} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \quad (D9-22)$$

siehe auch Brüninghoff (1983).

Die Anwendung von Gleichung (D9-22) erfordert als Eingabeparameter die Steifigkeit der Aussteifungskonstruktion $(E \cdot I)_{ef}$ einschließlich der Verschiebungen in den Verbindungen. Um die Bemessung für häufig vorkommende praktische Fälle zu vereinfachen, beschränkt der EC 5 die durch q_d und zusätzliche äußere Einwirkungen verursachte Durchbiegung des Stabilitätsverbandes auf $\ell/500$:

$$\max y = q_d \cdot \frac{\ell^4}{\pi^4} \cdot \frac{1}{(E \cdot I)_{ef}} \leq \frac{\ell}{500} \quad (D9-23)$$

Herauskürzen von $(E \cdot I)_{ef}$ aus den Gleichungen (D9-22) bzw. (D9-23) und umwandeln der sinusförmigen Belastung in eine Gleichstreckenlast ergibt

$$q_d = k_\ell \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot \ell} \quad (D9-24)$$

mit $k_\ell = 1$.

Für Spannweiten über 15 m kann eine derartige Ausführungsgenauigkeit erwartet werden, dass die Vorverformungen nicht mehr proportional mit der Spannweite ansteigen. Dann kann die Vorverformung nach Gleichung (D9-21) mit einem Faktor

$$k_\ell = \sqrt{\frac{15}{\ell}} \quad (D9-25)$$

reduziert werden, worin ℓ die Spannweite in [m] ist.

Der Tragwerksplaner sollte die Durchbiegungen des Stabilitätsverbandes überprüfen, wenn erwartet werden kann, dass die oben angegebenen Durchbiegungsgrenzen überschritten werden. Wenn statt Druckstäben Biegeträger aussteifen sind, sollte die auf Druck beanspruchte Seite ausgesteift werden, damit die Gleichungen nach EC 5 anwendbar sind. Die Torsionssteifigkeit der Biegeträger kann berücksichtigt werden, indem die Druckkraft nach Gleichung (D9-17) berechnet wird.

Einsatzbereich von Verbänden

Verbände dienen zur Aufnahme von äußeren Lasten, die nicht aus dem Tragwerk selbst herrühren und die deshalb in den Baugrund abgeleitet werden müssen:

- Windlasten,
- Horizontalkräfte, z. B. Bremskräfte von Kranbahnen, Erdbebenlasten.

Weiterhin können durch Verbände innere Lasten aufgenommen werden, die durch vorhandene oder erzwungene Abweichungen von der planmäßigen Lage der Bauteile erzeugt werden und die bei richtiger Ausbildung des Tragwerks innerhalb desselben ausgeglichen werden können und im allgemeinen nicht in den Baugrund abgeleitet werden müssen:

- Kräfte infolge Schiefstellung von Rahmen und Stützen,
- Kräfte zur seitlichen Halterung kippgefährdeter Biegeträger und von Druckgurten bei Fachwerkträgern,
- Kräfte auf Zwischenabstützungen von Druckgliedern,
- Kräfte auf seitliche Halterung von geknickten Zuggurten.

Bild D9-13 bis Bild D9-18 zeigen Beispiele für Aussteifungen.

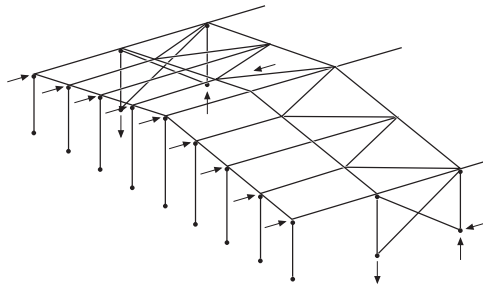


Bild D9-13 Aufnahme der Windlasten aus den Giebelstützen und Weiterleitung über Dach- und Wandverbände. (STEP 1995 Beitrag D9)

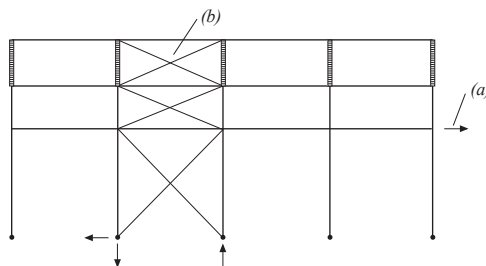


Bild D9-14 Aufnahme von äußeren Lasten und Weiterleitung über Verbände in den Baugrund. (a) Bremskräfte eines Krans, (b) Torsionsaussteifung der Trägerenden. (STEP 1995 Beitrag D9)

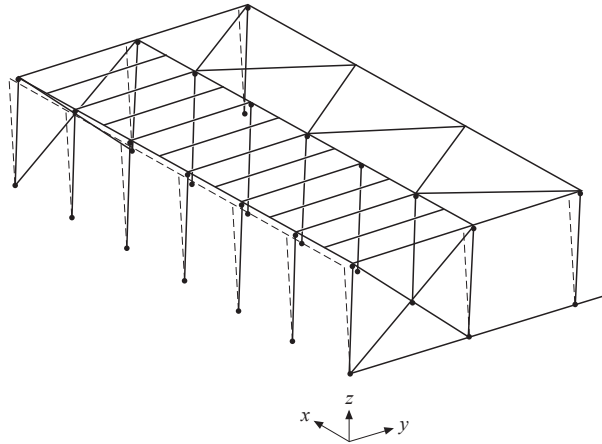


Bild D9-15 Aufnahme seitlicher Abtriebskräfte aus schräggestellten Stützen und Weiterleitung auf Dach- und Wandverbände. (STEP 1995 Beitrag D9)

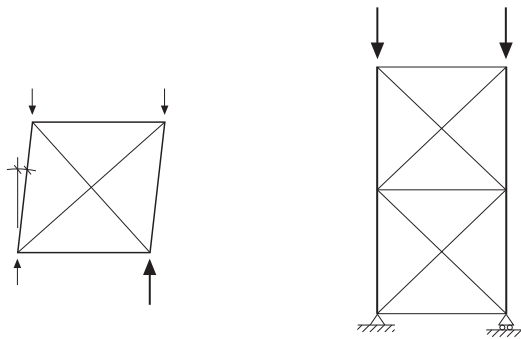


Bild D9-16 Kraftverlauf bei schrägstehenden Konstruktionen mit lotrechten Einwirkungen (links) und Unterteilung der Knicklängen von Stützen (rechts). (STEP 1995 Beitrag D9)

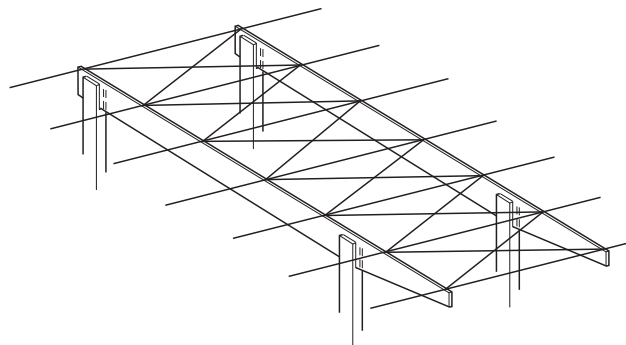


Bild D9-17 Seitliche Halterung kippgefährdeter Biegeträger. (STEP 1995 Beitrag D9)

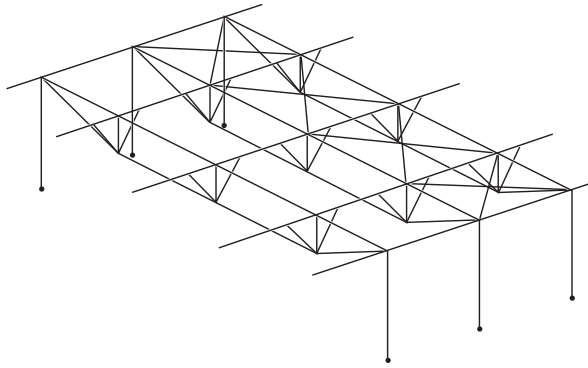


Bild D9-18 Seitliche Abstützung der Unterspannung mittels Kopfbänder gegen die gehaltenen Pfetten bei unterspannten Trägern. (STEP 1995 Beitrag D9)

In einem Tragwerk dienen die Hauptbinder überwiegend zur Ableitung der lotrechten Lasten, bei Dächern aus Eigengewicht und Schnee, und die Verbände dienen der Aufnahme der horizontal angenommenen Wind- und Stabilisierungskräfte. Der Planer trennt üblicherweise diese Wirkungen und bemisst Hauptbinder und Verbände in verschiedenen Schritten. Dabei handelt es sich eigentlich um ein zusammenhängendes räumliches System (Bild D9-19). Werden zwei einfache Hauptbinder, hier aus drei Stäben gebildet, mit Fuß- und Firstpfetten verbunden, so reicht der Einbau zweier Diagonalen zur Aussteifung zunächst aus. Eine Abzählung der Auflagerreaktionen ergibt acht Stück. Eine davon wird zur Festhaltung des im Grundriss vorhandenen Gelenkvierecks benötigt. Es verbleiben sieben Auflagerkräfte bei sechs möglichen Gleichgewichtsbedingungen im Raum. Dieses einfache System ist demnach bereits statisch unbestimmt.

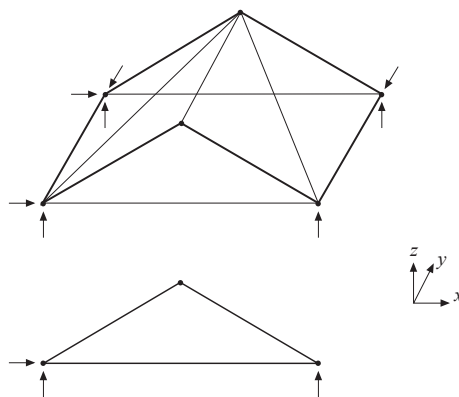


Bild D9-19 Auflagerkräfte des räumlich ausgesteiften Systems. (STEP 1995 Beitrag D9)

Der Ingenieur vereinfacht die Berechnung, indem er beispielsweise eine der in Bild D9-19 in x -Richtung wirkenden Auflagerkräfte weglässt, die auftretenden Horizontalkräfte aus dem Verband somit den zwei in y -Richtung gegebenen Lagern zuweist. Das geht aber nur, wenn die tatsächliche Verschiebung der in y -Richtung als fest angenommenen Auflagerpunkte etwa gleich groß ist; im anderen Fall erhält das "weggelassene" Auflager Kräfte in x -Richtung aus den entstehenden Versatzmomenten. Diese Annahme ist nur deswegen möglich, weil die Verformungsanteile der Gurte vernachlässigbar klein sind und im Verband nur eine Verschiebung in y -Richtung hervorrufen. Bei einer Längenänderung von Pfosten und Diagonalen und bei einer Verschiebung der Anschlussmittel in den Knotenpunkten ergibt sich eine Schubverformung wie in Bild D9-20 dargestellt. Der Auflagerstab behält seine Richtung bei und somit entstehen im "weggelassenen" Auflager keine Reaktionen.

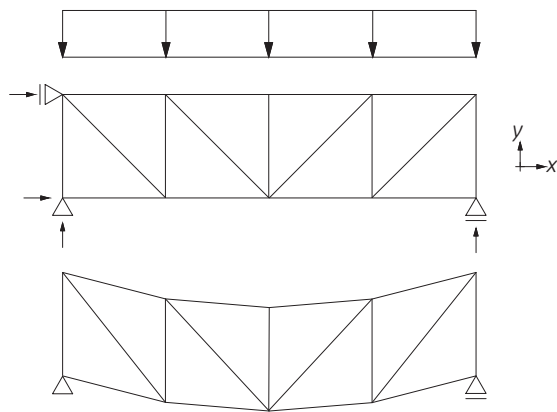


Bild D9-20 Verformung eines Verbandes. (STEP 1995 Beitrag D9)

Bei geneigten Dächern wird die Spannweite des Verbandes mit der Länge der Dachfläche, aber als ebenes Tragwerk angenommen. Das räumliche Tragverhalten führt im Neigungswechsel der Dachflächen am First zu Umlenkkraften, die berücksichtigt werden sollten (Bild D9-21).

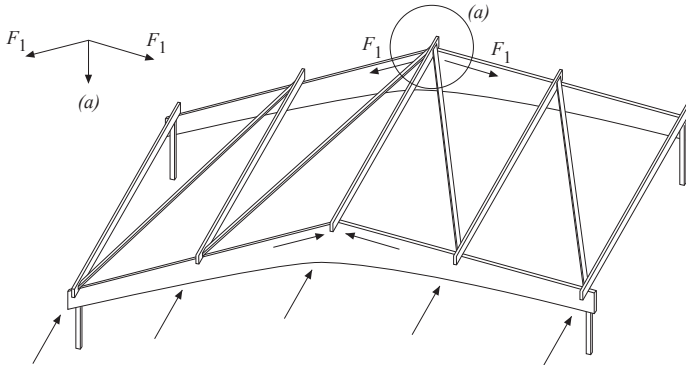


Bild D9-21 Lotrechte Belastung der Binder mit horizontaler Einwirkung bei geknickten Trägern. (STEP 1995 Beitrag D9)

Als Rechenmodell ist es auch praktikabel und bei Dächern mit großen Neigungen sinnvoll, im Firstpunkt auf eine Übertragung der Querkkräfte in Verbandsebene zu verzichten. So entstehen zwei Kragträger (Bild D9-22). Wenn System und Belastung symmetrisch sind und die Verformung der Gurte außer Acht bleibt, ist die horizontale Verschiebung im First für beide Verbandsseiten gleich groß. Die Umlenkkräfte aus den Gurtkräften von als durchlaufend betrachteten Verbänden treten hier an den Kragenden nicht auf. Es ergeben sich aber zwei horizontale Auflagerkräfte in x-Richtung, die innerhalb des Tragwerks weiterverfolgt und ausgeglichen werden müssen (innere Kräfte).

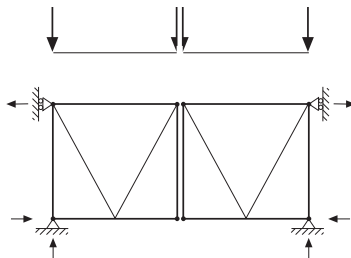


Bild D9-22 Auflagerkräfte des Systems, betrachtet als Kragträger. (STEP 1995 Beitrag D9)

Es kann auch empfehlenswert sein, dem Firstpunkt, oder auch weiteren Zwischenpunkten, zusätzliche Auflager zu geben, die die Seitenkräfte zur Traufe hin ableiten. Hierdurch ergeben sich, bei ausreichend steifer Ausbildung der Abstützung, mit der verkürzten Stützweite des Verbandes geringere Durchbiegungen und somit auch geringere Seitenlasten. Sinnvoll ist diese Maßnahme beispielsweise bei Konstruktionen mit Nagelplattenbindern, die bei den üblichen geringeren Trägerabständen zwischen den Druckgurten keine aussteifenden Binder mit hinreichenden Trägerhöhen (Steifigkeit) ermöglichen, falls als Spannweite die Spannweite der Hauptbinder angenommen wird (Bild D9-23).

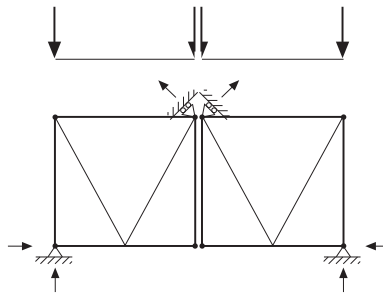


Bild D9-23 Abstützung des Firstpunktes (zusätzliches Auflager zur Verkürzung der Spannweite des Verbandes). (STEP 1995 Beitrag D9)

Ausführung von Verbänden

Verbandsarten

Verbände werden überwiegend als Fachwerke ausgebildet. Diese können hergestellt werden, indem für die Ableitung von lotrechten Einwirkungen notwendige Bauteile, Binder und Pfetten, durch den Einbau von Diagonalen ergänzt werden. Es werden auch vorgefertigte Fachwerkbinder verwendet, die zwischen den auszusteienden Bauteilen eingebaut werden. Hier werden nur Fachwerkträger behandelt, obgleich auch Biegeträger, Scheiben oder Einzelabstützungen zur Aussteifung verwendet werden können. In den meisten Fällen werden die Gurte des Verbandes von den Hauptbindern gebildet. Sind dies Fachwerkbinder, so soll im allgemeinen der abzustützende Druckgurt Teil des Verbandes sein; sind dies Vollwandträger, so soll ebenfalls die Druckzone in der Ebene des Verbandes liegen und damit gegen seitliches Ausweichen gestützt werden. Vorhandene Pfetten können Verbandsteile sein. Die Diagonalstäbe werden zusätzlich eingebaut. Hier können unterschiedliche Geometrien gewählt werden, die mit verschiedenen Merkmalen verbunden sind.

Gekreuzte, nur auf Zug beanspruchte Diagonalen (Bild D9-24)

- Ausführung im Allgemeinen in Stahl, z. B. als Rundstahldiagonalen mit Spannschlössern,
- einfache Montage,
- die Pfetten erfahren Zusatzbelastungen, wenn sie, wie üblich, zugleich als Verbandspfoften herangezogen werden.

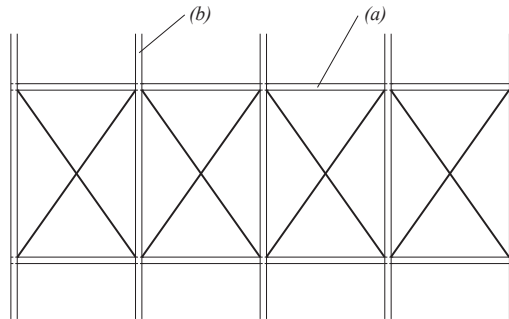


Bild D9-24 Gekreuzte, nur auf Zug beanspruchte Diagonalen. (a) Ausgesteifter Träger, (b) Pfette. (STEP 1995 Beitrag D9)

Steigende und fallende Diagonalen (Bild D9-25)

- Keine Zusatzbelastung der Pfetten,
- wegen der i. a. wechselnden Belastungsrichtung müssen alle Diagonalen drucksteif sein; deswegen wird eine Ausführung in Holz empfohlen,
- durch Befestigung der auf Druck beanspruchten Diagonalen an den Pfetten können die Knicklängen der Diagonalen verkleinert werden.

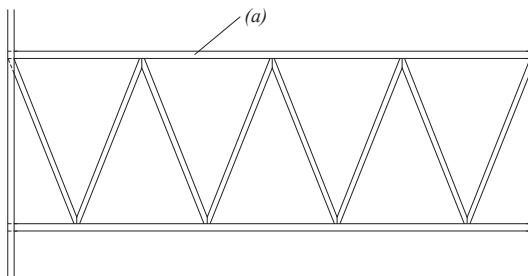


Bild D9-25 Steigende und fallende Diagonalen. (a) Ausgesteifter Träger. (STEP 1995 Beitrag D9)

Fallende Diagonalen (Bild D9-26)

- Die Anwendung ist dort sinnvoll, wo eine Belastungsrichtung größere Verbandskräfte erzeugt als die andere,
- die hier auf Druck beanspruchten Vertikalen haben geringere Knicklängen als die Diagonalen als Druckstäbe (bei steigenden Diagonalen).

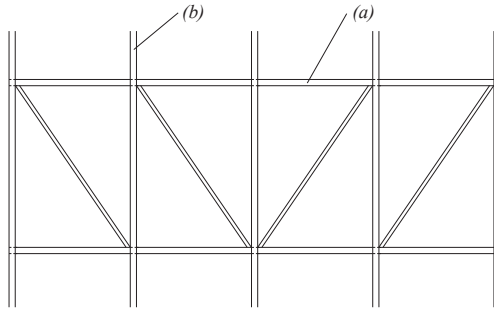


Bild D9-26 Fallende Diagonalen. (a) Ausgesteifter Träger, (b) Pfette. (STEP 1995 Beitrag D9)

K-Verband (Bild D9-27)

- Die Füllstabkräfte werden bei gleicher Strebenneigung auf die Hälfte verringert,
- viele Anschlüsse werden benötigt,
- Knicklängen sind vergleichsweise gering,
- bei Wandverbänden ermöglicht der K-Verband größere Durchfahrtsöffnungen (Bild D9-28),
- schrägliegende Pfetten werden in der Mitte seitlich gestützt.

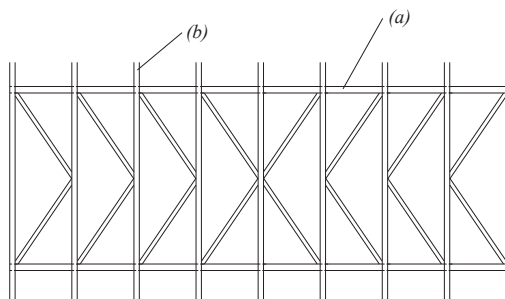


Bild D9-27 K-Verband. (a) Ausgesteifter Träger, (b) Pfette. (STEP 1995 Beitrag D9)

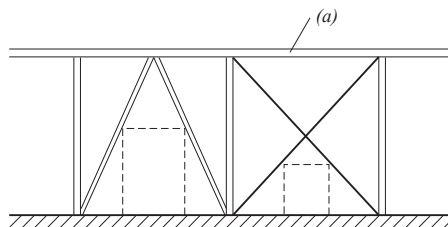


Bild D9-28 Wandverbände. (STEP 1995 Beitrag D9)

Verband als unterspannter Träger (Bild D9-29)

- Einfache Montage, z. B. Aufschrauben oder -nageln von Flachstählen auf die Pfetten möglich,
- durch Wahl einer Parabelform optimale Ausnutzung der Unterspannung, da bei konstant wirkender Belastung die Zugkraft ebenfalls konstant ist,
- nur für eine Belastungsrichtung wirksam,
- die Aufnahme nicht gleichmäßig verteilter Lastanteile ist durch besondere Maßnahmen sicherzustellen.

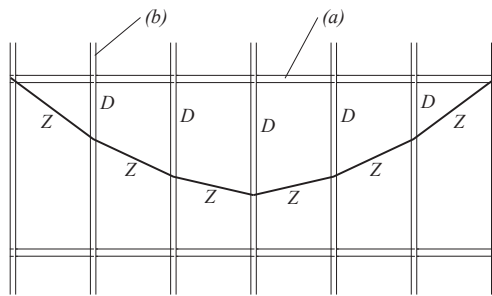


Bild D9-29 Verband als unterspannter Träger. (a) Ausgesteifter Träger, (b) Pfette. (STEP 1995 Beitrag D9)

Knotenpunkte

Die Ausbildung der Knotenpunkte kann auf unterschiedliche Weise erfolgen. Die mit Bild D9-30 bis Bild D9-32 vorgeschlagenen Ausführungen sind lediglich Beispiele, die sich praktisch bewährt haben. Diagonale aus Holz können mit Knotenplatten aus Stahl angeschlossen werden, Bild D9-30. Als Verbindungsmittel sind Nägel oder Stabdübel sinnvoll. Bei eingeschlitzten Blechen sollten Holzstab und Stahlblech gemeinsam vorgebohrt werden. Man erhält wegen der gegenüber nicht vorgebohrten Nagellöchern möglichen kleineren Nagelabstände kleine, sehr steife und hochtragfähige Anschlüsse. Bei kleinen Stabkräften können auch einseitig aufgelegte Lochbleche verwendet werden. Hierbei werden, da meist nicht vorgebohrt wird, etwa dreimal so große Anschlussflächen benötigt als bei zentrisch angeordnetem Stahlblech und vorgebohrter Nagelung. Zudem erhalten die Diagonale aus dem exzentrischen Anschluss Biegemomente, die beim Nachweis berücksichtigt werden sollten. Stahldiagonale können über Stahlformteile wie Winkel und Flacheisen angeschlossen werden, Bild D9-31. Die Ausführung in Bild D9-32 ist besonders einfach zu montieren. Die Rundstahldiagonale können durch die Gurte geführt und auf der Rückseite angeschlossen werden. Hierzu werden Stahlteile angeboten, die in einem weiten Bereich beliebige Neigungswinkel der Diagonale erlauben.

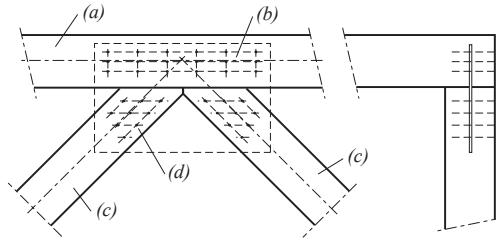


Bild D9-30 Holzdiagonalen mit eingeschlitzter Knotenplatte. (a) Ausgesteifter Träger, (b) eingelassene Stahlplatte, (c) Holzdiagonalen, (d) vorgebohrte Nagelverbindung. (STEP 1995 Beitrag D9)

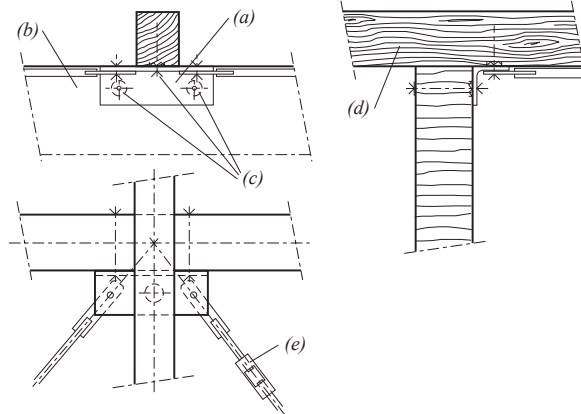


Bild D9-31 Anschluss von Stahldiagonalen mit Winkel und Flacheisen. (a) Stahlwinkel, (b) ausgesteifter Träger, (c) Verbindungsmittel, (d) Pfette, (e) Spannschloss. (STEP 1995 Beitrag D9)

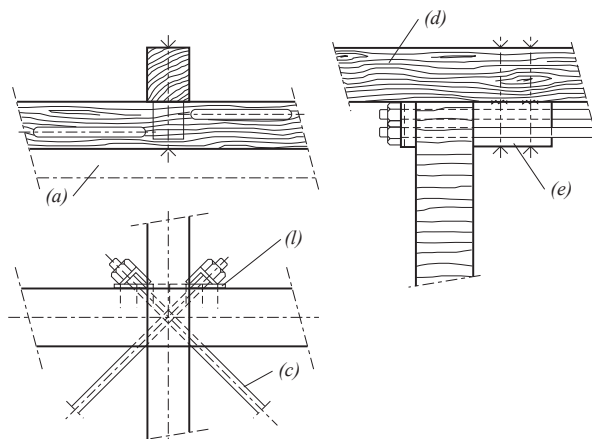


Bild D9-32 Anschluss von Stahldiagonalen auf der Rückseite der Gurte. (a) Ausgesteifter Träger, (l) aufgenageltes Stahlteil, (c) Stahlstab, (d) Pfette, (e) Verbindung mit Holzblock und Verbindungsmitteln. (STEP 1995 Beitrag D9)

D9.4 Literatur

T. Alsmarker, H. Brüninghoff, S. Winter, Originalbeiträge B13, B15, D9, E14, STEP 1995.

Brüninghoff H. (1983). Determination of Bracing Structures for Compression Members and Beams. Paper 16-15-1, CIB-W18 Meeting 16, Lillehammer.

Brüninghoff H. et al. (1989). Holzbauwerke: Eine ausführliche Erläuterung zu DIN 1052, Teil 1 bis 3. Deutsches Institut für Normung e.V., Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V., 1. Auflage. Beuth Verlag, Berlin.

Burgess H.J. (1989). Suggested Changes in Code Bracing Recommendations for Beams and Columns. Paper 22-15-1, CIB-W18 Meeting 22, Berlin.

Heimeshoff B. (1983). Einspannung von Stützen aus Brettschichtholz durch Verguß in Betonfundamenten. Holzbau Statik Aktuell, Ausgabe Juli 1983/7.

Möhler K. und Schelling W. (1968). Zur Bemessung von Knickverbänden und Knickaussteifungen im Holzbau. Der Bauingenieur 43(2).

Steinmetz (1992). Die Aussteifung von Holzhäusern am Beispiel des Holzrahmenbaues. Holzbau Statik Aktuell, Ausgabe Juli 1992/1.

D10 Holz-Beton-Verbund

Originalbeitrag: A. Ceccotti

Holz-Beton-Verbundkonstruktionen stellen eine gemischte Bauweise dar, bei der die Querschnitte von Biegeträgern oder Stützen aus Holz und Beton bestehen, die meist durch mechanische Verbindungsmittel nachgiebig miteinander verbunden sind. Bei der überwiegenden Anzahl der Anwendungen von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen befinden sich der Beton in der Biegedruckzone und das Holz in der Biegezugzone eines Biegeträgers. Damit können die positiven Eigenschaften beider Baustoffe ausgenutzt werden. Die Festigkeit und Steifigkeit des Betons sind bei Druckbeanspruchung am größten. Wird Holz in der Zugzone eingesetzt, entfällt der in üblichen Stahlbetonquerschnitten vorhandene Beton in der Zugzone, der im gerissenen Zustand nicht mitträgt und lediglich eine Belastung darstellt. Dadurch können Querschnitte entstehen, die bei einem vergleichsweise geringen Eigengewicht eine hohe Steifigkeit aufweisen. Die Tragfähigkeit wird im Vergleich mit einer reinen Holzbalkendecke etwa verdoppelt, die Biegesteifigkeit erreicht die drei- bis vierfachen Werte. Bild D10-1 zeigt einen Vergleich der Eigengewichte von drei unterschiedlichen Deckenaufbauten abhängig von der Spannweite für eine Nutzlast von $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

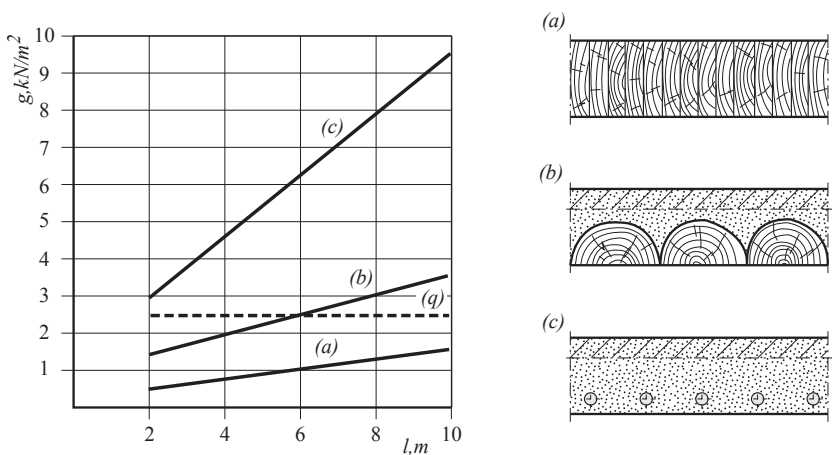


Bild D10-1 Eigengewicht abhängig von der Spannweite für eine veränderliche Belastung von $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$. (a) Massivholzdecke, (b) Holz-Beton-Verbunddecke, (c) Stahlbetondecke. (nach Natterer, 1993, STEP 1995 Beitrag E13)

Durch die Verwendung von Holz-Beton-Verbunddecken wird die Durchbiegung der Decke, die bei reinen Holzdecken oft als störend empfunden wird, deutlich verringert. Die Dämpfung von Schwingungen ist bei Holz-Beton-Verbunddecken zudem wesentlich ausgeprägter als bei Holzdecken, so dass Schwingungsnachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sehr viel leichter zu erfüllen sind.

Die Scheibensteifigkeit der Betondruckzone einer Holz-Beton-Verbunddecke kann im Vergleich zu einer Holzdecke als unendlich groß angesehen werden. Diese Eigenschaft ist z. B. bei einer Erdbebenbeanspruchung des Gebäudes von großem Vorteil, da durch die steifen Deckenscheiben die Form des Gebäudes erhalten bleibt. Dies kann bei einer Holzdecke in der Regel nicht vorausgesetzt werden. Voraussetzung für dieses günstige Verhalten bei Erdbebenbeanspruchung ist eine wirksame und kraftschlüssige Verankerung der Holzbalken sowie der Betonplatte im umgebenden Mauerwerk (siehe Bild D10-2).

Durch das Aufbringen einer Betonplatte auf bestehende Holzbalkendecken wird auch der Schallschutz verbessert. Wegen der deutlich höheren Masse wird einerseits die Luftschalübertragung verringert, zusätzlich wird durch die größeren Dämpfungswerte der Verbunddecke auch die Körperschallübertragung zurückgehen. Die Betonplatte stellt bei einer Brandbeanspruchung eine wirksame Barriere gegen Feuerausbreitung dar. Damit wird der Feuerwiderstand der Konstruktion im Vergleich zu einer reinen Holzbalkendecke verbessert. Die Holzbalken selbst weisen außerdem eine größere Feuerwiderstandsdauer auf als entsprechende Stahl- oder Spannbetonfertigteilträger.

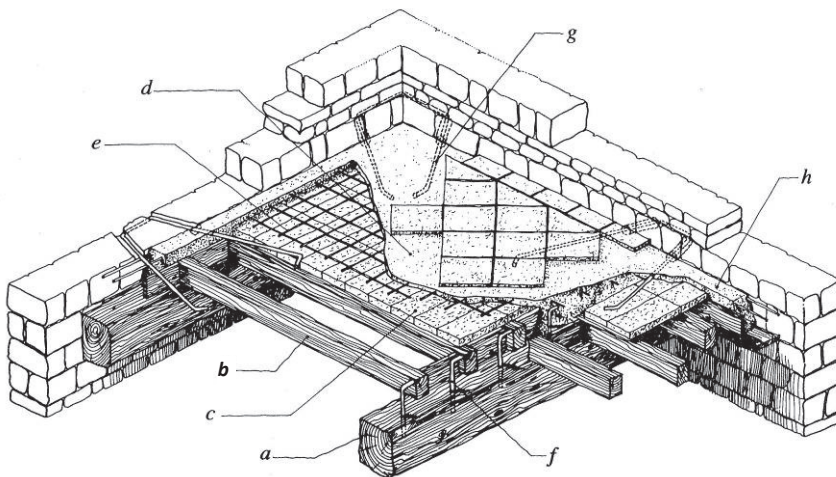


Bild D10-2 Beispiel einer Holz-Beton-Verbunddecke in einem erdbebengefährdeten Mauerwerksbau. (a) Hauptträger, (b) Nebenträger, (c) Ziegelplatten, (d) Betonplatte, (e) Bewehrung, (f) Stabdübel mit Epoxidharz ins Holz eingeklebt, (g) Stählerne Anker zur Verbindung von Mauerwerk und Betonplatte, (h) Ringbalken aus Stahlbeton. (STEP 1995 Beitrag E13)

Holzbetondecken stellen daher eine wirtschaftliche Alternative für Stahlbetondecken dar, insbesondere in der Altbaurenovierung, da bestehende Deckenbalken aus Holz nicht ersetzt werden müssen. In der Regel genügt es, Holzbalkendecken, die den heutigen Anforderungen nicht mehr gerecht werden, durch eine zusätzlich angebrachte Betonplatte zu verstärken. Der wirtschaftliche Vergleich kann dabei nicht allein auf die Quadratmeterkosten einer Alternative bezogen werden, da auch andere Kosten wie z. B. Einsparungen bei Fundamenten oder geringere Erdbebenlasten durch eine leichtere Konstruktion oder ein geringerer Schalungs- und Rüstungsaufwand die Gesamtkosten verringern. In einigen europäischen Ländern werden Holz-Beton-Verbundkonstruktionen daher zunehmend eingesetzt, z. B. bei der Verstärkung bestehender Holzbalkendecken in Mauerwerksbauten, als Decken in Neubauten oder im Brückenbau. In Skandinavien werden vorgefertigte Holz-Beton-Elemente auch als Wandtafeln verwendet, wobei die Betonscheibe als Aussteifung dient und die Holzrippen die notwendige Biegesteifigkeit bei einer Druckbeanspruchung gewährleisten.

Erfahrungen aus den letzten 20 Jahren zeigen, dass Holz-Beton-Verbundkonstruktionen trotz des unterschiedlichen Verhaltens der beiden Baustoffe Holz und Beton ein ausgezeichnetes Trag- und Verformungsverhalten aufweisen. Bei der Bemessung und Konstruktion ist das unterschiedliche Verhalten des Holzes und des Betons, besonders im Hinblick auf Kriechen und Schwinden, besonders zu beachten. In den nachfolgenden Abschnitten wird dargelegt, worauf bei der Bemessung dieser Bauart besonders zu achten ist.

D10.1 Verbindungsarten

Bild D10-3 zeigt eine Übersicht über die am meisten verwendeten Verbindungen zwischen Betonplatte und Holzträgern. Hierbei wurden die Verbindungen nach ihrer Steifigkeit eingeteilt. Die Nagel-, Schrauben- und Stabdübelverbindungen mit rechtwinklig zur Fuge angeordneten Verbindungsmitteln in Bild D10-3 (a) 1 bis 3 weisen die geringste Steifigkeit auf. Geneigt angeordnete Schrauben (Bild D10-3 (a) 4) oder Verbindungsmittel wie Einlass- oder Einpressdübel bzw. Nagelplatten, die weniger tief ins Holz eindringen, sind steifer als Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten stiftförmigen Verbindungsmitteln (Bild D10-3 (b)). Eine weitere Erhöhung der Steifigkeit lässt sich mit vorgefrästen oder vorgebohrten Vertiefungen im Holz erreichen, in die der Beton eindringt und die nach der Aushärtung als Dübel wirken (Bild D10-3 (c)). Praktisch starre Verbindungen ergeben sich bei Leimverbindungen wie sie in Bild D10-3 (d) dargestellt sind.

Die wirksame Biegesteifigkeit $E \cdot I_{ef}$ des Verbundquerschnitts beträgt für die verschiedenen Verbindungen in Bild D10-3 zwischen etwa 50% (Bild D10-3 (a)) und bis zu 100% (Bild D10-3 (d)) der Biegesteifigkeit eines Querschnitts mit einer starren Fuge. Für den Fall einer unendlich großen Fugensteifigkeit kann bei der Spannungsermittlung eine

lineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe angenommen werden. Die unterschiedlichen Elastizitätsmoduln der Baustoffe Holz und Beton können dabei wie bei der Berechnung von zusammengesetzten Biegeträgern aus Vollholz und Holzwerkstoffen berücksichtigt werden (siehe Beitrag D6 bzw. D7).

In den Fällen, in denen die Nachgiebigkeit der Verbindung zwischen Holz und Beton nicht mehr vernachlässigt werden kann, muss die Verschiebung in der Fuge bei der Spannungsermittlung berücksichtigt werden. Der Gesamtquerschnitt bleibt in diesem Fall bei einer Biegebeanspruchung nicht mehr eben (siehe Bild D10-4). Der Nachweis der Verbundkonstruktion kann in diesem Fall nach dem in Beitrag D7 dargestellten γ -Verfahren erfolgen. Dies ist in der Regel für die in Bild D10-3 (a) bis Bild D10-3 (c) dargestellten Verbindungsarten notwendig. Zusätzlich ist bei nachgiebigen Verbindungen zu beachten, dass der Beton in der Biegezugzone reißen kann und dann nicht mehr zur Biegesteifigkeit und Querschnittstragfähigkeit beiträgt. Dies kann über eine iterative Berechnung berücksichtigt werden, in der der Betonzugzone ein sehr geringer Elastizitätsmodul zugewiesen wird.

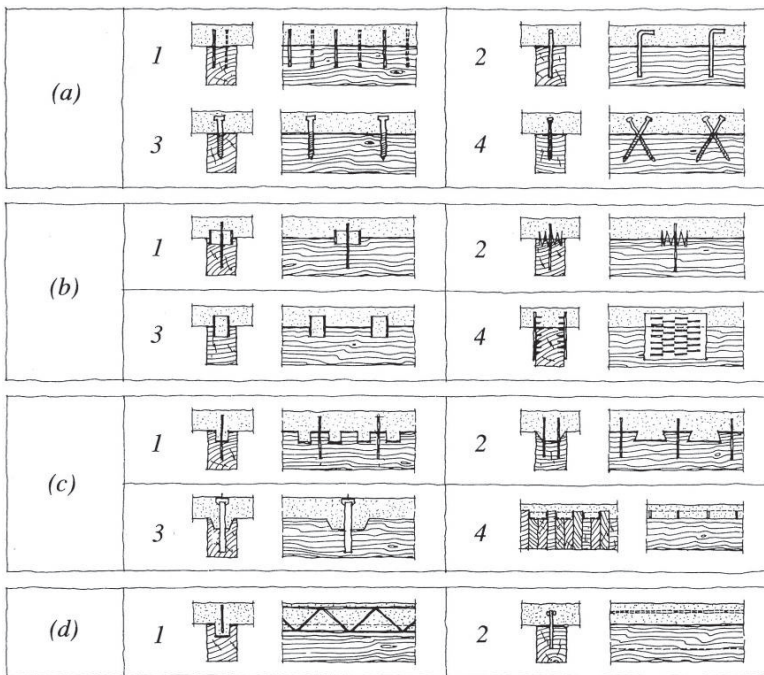


Bild D10-3 Beispiele für Holz-Beton-Verbindungen. (a1) Nägel, (a2) Stabdübel aus Betonstahl, (a3, a4) Schrauben, (b1) Einlassdübel, (b2) Einpressdübel, (b3) Stahlrohrstücke, (b4) Nagelplatten, (c1) vorgebohrte Vertiefungen mit Verbindungsmitteln gegen Abheben, (c2) schwalbenschwanzförmige Vertiefungen mit Verbindungsmitteln, (c3) Kernen mit vorgespannten Stahlstäben, (c4) Brettstapeldecke mit stählernen Scherplatten, (d1) Fachwerk aus Stahlstäben mit dem Holzträger verklebt, (d2) in den Holzträger eingeklebtes Stahlblech. (STEP 1995 Beitrag E13)

D10.2 Tragverhalten

Die für die Berechnung notwendigen Materialeigenschaften des Betons sind der charakteristische Festigkeitswert f_{ck} , der Mittelwert des Elastizitätsmoduls E_{cm} und die Kriechzahl φ . Zahlenwerte können EC 2 entnommen werden. Für die Holzbauteile ist die Kenntnis der charakteristischen Biegefestigkeit $f_{m,k}$, des Elastizitätsmoduls $E_{0,mean}$ und des Verformungsbeiwerts k_{def} nötig. Die für das Tragverhalten wichtigste Eigenschaft ist jedoch die Steifigkeit der Holz-Beton-Verbindung, die durch den Verschiebungsmodul K_{ser} bzw. K_u gekennzeichnet wird. Die Größe des Verschiebungsmoduls bestimmt die Spannungsverteilung über die Höhe des Verbundquerschnitts.

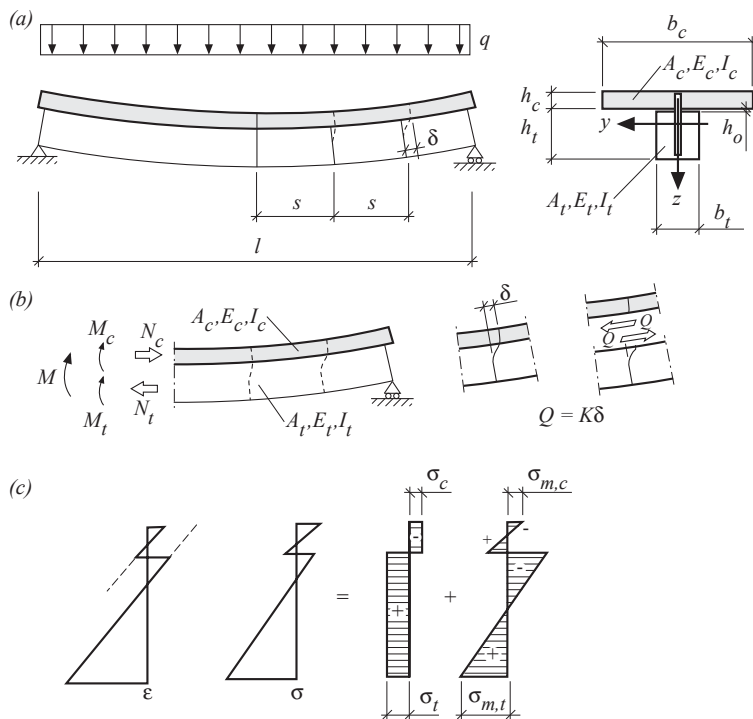


Bild D10-4 Tragverhalten eines Holz-Beton-Verbundträgers mit nachgiebiger Verbindung. Oben: Gesamtquerschnitt bleibt nicht eben; Mitte: Betonplatte unter Druck- und Biegebeanspruchung, Holzträger unter Zug- und Biegebeanspruchung und Verbindung unter Scherbeanspruchung; Unten: konstante Steigung in der Dehnungsverteilung, Normalspannungsverteilung zusammengesetzt aus Längs- und Biegespannungen. (STEP 1995 Beitrag E13)

Die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Holz-Beton-Verbindung sind durch Versuche nach EN 26891 zu bestimmen. In Kurzzeitversuchen kann damit das Trag- und Verformungsverhalten der verwendeten Verbindungen, auch unter Berücksichtigung eventueller Zwischenschichten (siehe h_o in Bild D10-4) zwischen Beton und Holz, festgestellt werden. Ein Beispiel für eine Versuchsanordnung ist in Bild D10-5 dargestellt. Aus den Kurzzeitversuchen nach EN 26891 kann der Verschiebungsmodul K_{ser} ermittelt werden (in EN 26891 heißt $K_{ser} k_s$).

Auch wenn in Wirklichkeit beim Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit bereits plastische Verformungen im Beton und in den Verbindungen auftreten können, darf für die Schnittgrößenermittlung doch ein linear-elastisches Verhalten angenommen werden. Um die plastischen Verformungen näherungsweise zu berücksichtigen, wird für den Elastizitätsmodul des Betons ein nominaler Sekantenmodul (siehe EC 2) und für den Verschiebungsmodul der Verbindungen ein wirksamer Sekantenmodul verwendet. Die in der Schnittgrößenermittlung anzusetzenden Steifigkeitswerte des Betons werden unter der Annahme eines nicht gerissenen Querschnitts berechnet. Allerdings wird beim Spannungsnachweis des Betonteilquerschnitts die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt. Auf der Druckseite wird als Druckfestigkeit der Grenzwert der Druckspannung angenommen, bei dem plastische Verformungen des Betons stattfinden (siehe EC 2). Wenn nicht der gesamte Betonteilquerschnitt überdrückt ist, muss entweder eine entsprechende Bewehrung angeordnet werden oder der gerissene Querschnittsteil vernachlässigt werden. Für den Verschiebungsmodul der Verbindung wird der Wert K_u eingesetzt, wobei $K_u = 2/3 \cdot K_{ser}$ gilt. Dabei stellt der Wert K_u einen Mittelwert und keinen 5%-Quantilwert dar.

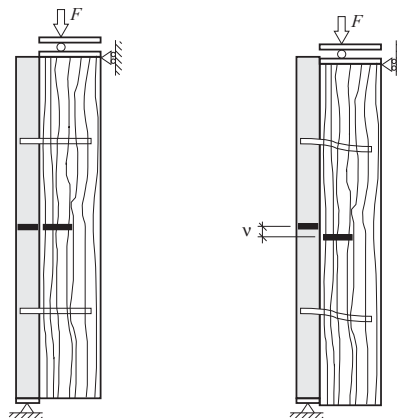


Bild D10-5 Mögliche Versuchsanordnung zur Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens einer Holz-Beton-Verbindung. (STEP 1995 Beitrag E13)

Daher wird empfohlen, auch beim Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit bei der Ermittlung der Schnittgrößen und Spannungen Mittelwerte der Steifigkeitskennwerte der Baustoffe und Verbindungen zu verwenden. EC 2 gibt für den Elastizitätsmodul nur Nennwerte an, die als Mittelwerte betrachtet werden. Würden Mittelwerte der Verschiebungsmoduln und des Elastizitätsmoduls des Betons zusammen mit 5%-Quantilwerten des Elastizitätsmoduls des Holzes verwendet, würden die Spannungen in den Holzteilquerschnitten zu günstig, d. h. auf der unsicheren Seite, ermittelt. Beim Spannungsnachweis sind natürlich trotzdem die charakteristischen Festigkeitswerte einzusetzen.

Da sowohl Beton als auch Holz zum Kriechen neigen und der Beton außerdem in Längsrichtung schwindet, ist dies beim Nachweis des Verbundquerschnitts, z. B. durch eine Abminderung der Steifigkeitskennwerte des Betons, des Holzes und der Verbindungen, zu berücksichtigen. Bei üblichen, nachgiebig verbundenen Holzbauteilen kann der Einfluss des Kriechens auf die Schnittgrößenverteilung im Verbundquerschnitt vernachlässigt werden, da von einem ähnlichen Kriechverhalten des Holzes und der Verbindungen ausgegangen wird. Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen reagieren die Teilquerschnitte dagegen unterschiedlich auf Veränderungen des Umgebungsklimas. Die Abminderung der Steifigkeitskennwerte stellt eine Näherung dar, die die tatsächlich auftretenden Verformungen überschätzt. Sie liegt daher aus der Sicht des Tragwerksplaners auf der sicheren Seite.

Schwindverformungen des Betons in Längsrichtung verringern die Verformung und damit auch die Belastung der Verbindungsmittel. Dadurch wird allerdings auch die Durchbiegung des Verbundträgers erhöht. Diese zusätzliche Durchbiegung kann durch eine Überhöhung der Konstruktion vor dem Einbringen des Betons ausgeglichen werden. Da während des Aushärtens des Betons bereits der größte Teil der Schwindverformungen auftritt, und die Verbundkonstruktion während dieser Zeit unterstützt ist, wird der Einfluss des Schwindens wesentlich verringert. Eine weitere Verringerung wird durch die Risse im Beton bewirkt, die bei einer durch behindertes Schwinden verursachten Zugbeanspruchung auftreten. Das unterschiedliche Verhalten des Betons und des Holzes bei Änderungen des Umgebungsklimas – Beton reagiert vor allem auf Temperaturänderungen und das Holz überwiegend auf Feuchteänderungen – stellt nur dann ein Problem dar, wenn die Verbindungen zwischen Holz und Beton sehr steif sind und es sich um lange Bauteile handelt.

D10.3 Empfehlungen für Entwurf und Ausführung

Nachfolgend werden einige grundsätzliche Empfehlungen für Entwurf und Ausführung gegeben, die helfen sollen, Fehler zu vermeiden:

- Es sollte grundsätzlich trockenes Holz verwendet werden. Zusätzlich sollte nach dem Betonieren länger als für Betondecken nötig abgestützt werden.
- Verbindungsmittel sind, abhängig von der Nutzungsklasse, vor Korrosion zu schützen. Dies kann durch Feuerverzinkung, Passivierung, Beschichtung oder durch die Verwendung nichtrostender Verbindungsmittel geschehen.
- Bei dicken Betonplatten ist eine Bewehrung erforderlich, um breitere Risse auf der Zugseite des Betonteilquerschnitts zu vermeiden. Zusätzlich ist der gerissene Bereich in der Schnittgrößenermittlung zu berücksichtigen.
- Beim Einbringen des Betons ist das Holz vor Feuchte zu schützen. Möglichkeiten sind die Verwendung von schützenden Folien oder die Verwendung von Beton mit Zusätzen, die einen kleinen Wasser-Zementwert möglich machen. Dies verringert außerdem das Schwinden des Betons. Manche Holzarten, z. B. Lärche, enthalten Stoffe, die das Aushärten des Betons verlangsamen oder örtlich verhindern.
- Bei großen Spannweiten sind nachgiebigere Verbindungsmittel besser, da Zwängungsspannungen durch das Schwinden des Betons dann leichter abgebaut werden können.

D10.4 Literatur

A. Ceccotti, Originalbeitrag E13, STEP 1995.

RILEM TC 111 CST (1992). Behaviour of timber-concrete load-bearing structures. Proc. of ACMAR-Ravenna International Symposium, Dept. of Civil Engineering, University of Florence.

Natterer J. (1993). Constructions en bois II. Notes du cours IBOIS, EPFL Lausanne.

D11 Systemfestigkeit

Originalbeitrag: H.J. Blaß

Für Tragwerke, die aus mehreren ähnlichen Bauteilen bestehen, die untereinander denselben Abstand aufweisen und die durch ein durchgehendes Lastverteilungssystem miteinander verbunden sind, ermöglicht EC 5 eine Erhöhung der Bemessungswerte der Tragfähigkeit durch einen Lastverteilungsfaktor. Ein Beispiel für ein solches Tragwerk ist eine Holzbalkendecke, bei der die Balken durch eine Beplankung aus Holzwerkstoffen miteinander verbunden sind. Der Lastverteilungsfaktor berücksichtigt zwei verschiedene Einflüsse, die zu einer höheren Festigkeit der Bauteile innerhalb eines Systems führen:

- die geringe Wahrscheinlichkeit, dass ein Bauteil mit einer geringen Festigkeit an derjenigen Stelle eingebaut ist, wo die Beanspruchungen besonders hoch sind,
- die positive Korrelation zwischen der Festigkeit und der Steifigkeit von Holzbauteilen.

Diese positive Korrelation ermöglicht es einem steiferen Bauteil, das demzufolge auch überdurchschnittlich belastet wird, diese Belastung auch zu tragen. Im Gegensatz dazu können sich weniger steife Bauteile, die meist auch eine geringere Festigkeit aufweisen, teilweise der Belastung entziehen. Dadurch wirkt die Lastverteilung den Auswirkungen der vergleichsweise großen Streuungen der Baustoffeigenschaften des Holzes entgegen.

Die Lastverteilung führt sowohl für Einzellasten als auch für gleichmäßig verteilte Lasten zu höheren charakteristischen Werten der Tragfähigkeit für Bauteile innerhalb eines Tragwerks. Bei einer Beanspruchung durch Einzellasten leitet das Lastverteilungssystem einen Teil der Last zu benachbarten Bauteilen weiter und entlastet damit das am meisten beanspruchte Bauteil. Bild D11-1 zeigt den Querschnitt einer Holzbalkendecke unter der Einwirkung einer Einzellast.

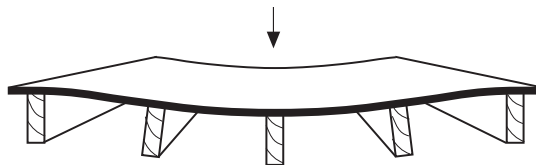


Bild D11-1 Deckenkonstruktion unter der Einwirkung einer Einzellast. (STEP 1995 Beitrag B16)

Bei einer gleichmäßig verteilten Belastung ist die Auswirkung der Lastverteilung weniger offensichtlich. Bei gleicher Steifigkeit der Bauteile würden sich diese auch ohne Lastverteilungssystem um den gleichen Betrag verformen. Da in Wirklichkeit die Steifigkeitswerte jedoch streuen, neigen weichere Bauteile zu größeren Verformungen als steifere Bauteile. Linie (b) in Bild D11-2 zeigt die unterschiedlichen Durchbiegungen der Holzbalken in einer Decke ohne Lastverteilungssystem. Ist ein Lastverteilungssystem vorhanden, werden die Durchbiegungsunterschiede geringer (siehe Linie (a) in Bild D11-2). Das Lastverteilungssystem leitet in diesem Fall einen Teil der Beanspruchung weg von den weicheren hin zu den steiferen Bauteilen.

Dies gilt auch, wenn das Verhalten einiger Bauteile nicht mehr linear ist. Wenn aufgrund von Mikrorissen oder plastischen Verformungen die Steifigkeit eines Bauteils geringer wird, erfolgt eine Umverteilung der Lasten hin zu den noch intakten bzw. sich im elastischen Bereich befindlichen Bauteilen. Das beschädigte Bauteil kann damit weiter auf einem niedrigeren Niveau zur Gesamttragfähigkeit des Systems beitragen.

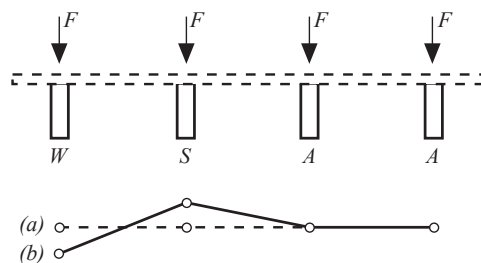


Bild D11-2 Auswirkung eines Lastverteilungssystems auf die Durchbiegung von Holzbauteilen. (a) mit und (b) ohne Lastverteilungssystem; W: Bauteil mit geringer Steifigkeit; S: Bauteil mit hoher Steifigkeit; A: Bauteil mit mittlerer Steifigkeit. (STEP 1995 Beitrag B16)

D11.1 Umsetzung in EC 5

Die Systemfestigkeit solcher ähnlicher, durch ein kontinuierliches Lastverteilungssystem verbundener Bauteile mit gleichen gegenseitigen Abständen wird im EC 5 über einen Beiwert k_{sys} berücksichtigt, mit dem die Festigkeitskennwerte erhöht werden dürfen. Es darf $k_{sys} = 1,1$ angenommen werden, wenn das kontinuierliche Lastverteilungssystem in der Lage ist, Kräfte von einem Bauteil auf das benachbarte Bauteil zu übertragen. Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Lastverteilungssystems sollte dann für eine kurze Lasteinwirkungsdauer durchgeführt werden. Für lamellierte Decken mit quer vorgespannten bzw. verklebten Lamellen darf ein höherer Wert für k_{sys} verwendet werden, Bild D11-3.

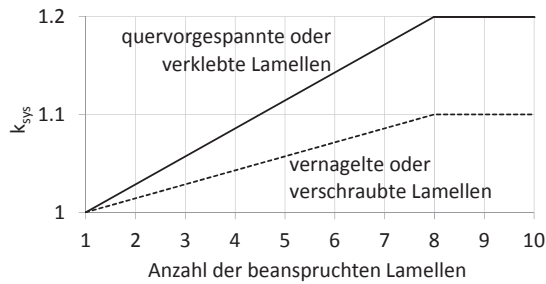


Bild D11-3 Beiwert für die Systemfestigkeit k_{sys} für lamellierte Decken (Brettstapeldecken).

D11.2 Lastverteilung in verschiedenen Tragwerkssystemen

Decken und Flachdächer

Foschi, Folz und Yao (1989) leiteten Lastverteilungsfaktoren für die Bemessung von Balken in Decken und Flachdächern ab. Sie betrachteten eine gleichmäßig verteilte Belastung, wobei das Verhältnis zwischen ständiger Last und Verkehrslast variiert wurde. Das Verhalten der Bauteile und Verbindungen wurde als linear-elastisch angenommen.

Der Lastverteilungsfaktor wurde durch eine Zuverlässigkeitsanalyse eines einzelnen Balkens innerhalb einer Konstruktion abgeleitet, d. h. es wurde untersucht, wie sich die Versagenswahrscheinlichkeit eines einzelnen Balkens änderte, wenn er als Teil eines Tragsystems wirkte. Durch Parameterstudien konnte der Einfluss verschiedener Einflussgrößen aufgezeigt werden.

Die Auflagerbedingungen, die Größe, Anzahl und der Abstand der Balken sowie das Verhältnis zwischen ständiger und veränderlicher Last hatten keinen wesentlichen Einfluss auf den Lastverteilungsfaktor k_{sys} , während die folgenden Parameter den Lastverteilungsfaktor vergrößern und damit zu einer größeren Tragfähigkeit des Systems führen:

- größere Steifigkeit des Lastverteilungssystems bezogen auf die Balkensteifigkeit,
- größere Streuung des Elastizitätsmoduls der Balken,
- und engere Korrelation zwischen Elastizitätsmodul und Biegesteifigkeit.

Die Streuung der Biegefestigkeit der Balken hat ebenfalls einen signifikanten Einfluss auf die Größe des Lastverteilungsfaktors. Bei sehr kleinen bzw. sehr großen Werten des Variationskoeffizienten (COV) ergeben sich nur kleine Werte des Lastverteilungsfaktors. Ein Größtwert wird für COV-Werte zwischen 0,20 und 0,30 erreicht. Für einen typischen Deckenaufbau wurde $k_{sys} = 1,15$ ermittelt, was recht gut mit dem Wert von 1,1 in EC 5 übereinstimmt.

Fachwerkbinder mit Nagelplattenverbindungen

Wolfe und McCarthy (1989) sowie Wolfe und LaBissoniere (1991) untersuchten die Lastverteilung in Dachkonstruktionen mit Nagelplattenbindern. Versuche mit drei unterschiedlichen Trägerformen wurden zunächst mit den einzelnen Bindern und dann mit der ganzen Dachkonstruktion durchgeführt. Eine Dachschalung aus 12 mm dickem Sperrholz diente als Lastverteilungssystem. Das Zusammenwirken der einzelnen Binder in der Dachkonstruktion wurde abgeschätzt, indem das Last-Verformungsverhalten der Binder als Einzelträger unter einer Linienlast mit dem entsprechenden Verhalten als Teil der Dachkonstruktion unter gleichmäßig verteilter Flächenlast verglichen wurde.

Durch das Zusammenwirken der Fachwerkbinder in der Dachkonstruktion wurde erwartungsgemäß die Tragfähigkeit erhöht und die Durchbiegungsunterschiede wurden verringert. Erreichten einzelne Binder ihre Tragfähigkeit und wurden teilweise beschädigt, konnten sie dennoch weiter einen Teil ihrer ursprünglichen Last abtragen, da sie durch eine Umverteilung hin zu den noch unbeschädigten Bindern entlastet wurden. Wurde nur ein einzelner Binder im System entlang seines Obergurtes belastet, wurden 40% bis 70% dieser Last durch die Schalung zu den benachbarten Trägern hin abgetragen. Die Lastverteilung führte zu Verhältniswerten der Tragfähigkeit der Dachkonstruktion zur Tragfähigkeit des schwächsten Binders von 1,09 bis 1,47. Diese Werte, die von der Wirksamkeit des Lastverteilungssystems und der Position der Binder in der Dachkonstruktion abhängig sind, zeigen, dass die Bemessungswerte der Tragfähigkeit des gesamten Binders, d. h. Stäbe und Verbindungen, durch den Lastverteilungseffekt um 10% erhöht werden können. Für die meisten Konstruktionen kann ein Wert von $k_{\text{sys}} = 1,1$ als konservativ angesehen werden.

Spundwände

Falls die Bohlen einer Spundwand z. B. durch Nut und Feder miteinander verbunden sind, wird die Tragfähigkeit der Wand im Vergleich zur Tragfähigkeit der einzelnen Bohlen erhöht. In diesem Fall dient die Verbindung zwischen den einzelnen Bohlen als Lastverteilungssystem. Diese Verbindung sorgt auch bei großen Streuungen der Biegesteifigkeit für eine fast einheitliche Durchbiegung der Bohlen.

Eine numerische Analyse (Van der Linden et al., 1994) wurde mit den Eigenschaften von Bongossi (*Lophira alata*) mit einer Holzfeuchte von über 30% durchgeführt ($f_{\text{m,mean}} = 103 \text{ N/mm}^2$ und $E_{0,\text{mean}} = 17600 \text{ N/mm}^2$). Der Korrelationskoeffizient zwischen Biegefestigkeit und Elastizitätsmodul wurde mit 0,73 und der Variationskoeffizient für Biegefestigkeit und Elastizitätsmodul zu 15% angenommen. Das plastische Verformungsvermögen des Holzes bei hohen Biegedruckspannungen und damit eine Steifigkeitsreduktion vor dem Erreichen der Biegefestigkeit wurden berücksichtigt. Mit Hilfe eines nichtlinearen Finite-Elemente-Programms wurden die Tragfähigkeiten simulierter Wände mit streuenden Bohleneigenschaften berechnet. Der Lastverteilungsfaktor wurde als Verhältnis der

charakteristischen Tragfähigkeit einer Spundwand mit 10 Bohlen zur charakteristischen Tragfähigkeit der Einzelbohlen bestimmt. Es ergab sich ein Wert von $k_{sys} = 1,15$, der allerdings nur für die Biegefestigkeit angewendet werden kann, da das Lastverteilungssystem für Normalkräfte in den Bohlen nicht wirksam ist.

D11.3 Literatur

H.J. Blaß, Originalbeitrag B16, STEP 1995.

Foschi R.O., Folz B.R. und Yao F.Z. (1989). Reliability-based design of wood structures. Structural Research Series, Report No. 34, University of British Columbia.

Van der Linden M.L.R., Van de Kuilen J-W.G. und Blass H.J. (1994). Application of the Hoffman yield criterion for load sharing in timber sheet piling. Pacific Timber Engineering Conference, Gold Coast.

Wolfe R.W. und LaBissoniere T. (1991). Structural performance of light-frame roof assemblies. II. Conventional truss assemblies. Research Paper FPL-RP-499, Forest Products Laboratory, USA.

Wolfe R.W. und McCarthy M. (1989). Structural performance of light-frame roof assemblies. I. Truss assemblies with high truss stiffness variability. Research Paper FPL-RP-492, Forest Products Laboratory, USA.

E

Verbindungen

E1 Verbindungen im Holzbau

Originalbeitrag: P. Racher

Zu den Grundlagen einer Bemessung gehören der Entwurf des Tragwerks und der Konstruktion, die Wahl des Aussteifungssystems, die richtige Bemessung der einzelnen Bauteile und das einfache Errichten der Konstruktion. Besondere Bedeutung kommt dabei den Verbindungen zu, da diese im Holzbau in der Regel schwächer sind als die zu verbindenden Bauteile. Auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit haben die meist nachgiebigen Verbindungen im Holzbau großen Einfluss. In einer Holzkonstruktion wird die Wahl der Verbindung nicht nur durch die Belastung und die Tragfähigkeit bestimmt. Es sind weiterhin die Ästhetik, die Kosteneffizienz und der Herstellungsprozess zu berücksichtigen. Die Methode der Errichtung und die Vorlieben des Tragwerkplaners oder des Architekten sind ebenfalls zu berücksichtigen (Natterer et al., 1991). Es ist daher nicht möglich, allgemeingültige Regeln anzugeben, mit denen die günstigste Verbindung für eine Holzkonstruktion entworfen werden kann. Der Hauptgedanke sollte sein, dass einfache Verbindungen und wenige Arten von Verbindungsmitteln verwendet werden sollten, um eine gute Konstruktion zu erhalten.

Bei den üblichen Verbindungen wird zwischen geklebten Verbindungen, zimmermannsmäßigen Holzverbindungen und metallischen Verbindungen, die mit unterschiedlichen Verbindungsmitteltypen ausgeführt werden können, unterschieden. Nicht nachgiebige, geklebte Verbindungen wie beispielsweise eingeklebte Gewindestangen werden im Beitrag E10 behandelt, wobei es sich auch bei Keilzinkenverbindungen, wie sie zum Beispiel in der Herstellung von Brettschichtholz vorkommen, um geklebte Verbindungen handelt. Zimmermannsmäßige Verbindungen oder Kontaktverbindungen wie Versätze oder Zapfenverbindungen werden in Beitrag E9 vorgestellt. Dieser Beitrag befasst sich mit Verbindungen mit metallischen Verbindungsmitteln. Die wichtigsten Verbindungsmittel werden vorgestellt. Wichtige bemessungsrelevante Punkte werden kurz erläutert. Alle angesprochenen Verbindungen werden in weiteren Beiträgen genauer erläutert – hier sollen lediglich eine Übersicht und allgemeingültige Bemessungsregeln gegeben werden, die dem besseren Verständnis aller folgenden Beiträge dienen.

E1.1 Verbindungsmitteltypen metallischer Holzverbindungen

Traditionelle metallische Holzverbindungsmittel können nach der Art der Kraftübertragung zwischen den Bauteilen in zwei Gruppen unterteilt werden. Die eine Gruppe sind die stiftförmigen Verbindungsmittel. Hier werden durch die Kraftübertragung sowohl Biegung und Zug in den Stiften als auch Lochleibungs- und Schubspannungen im Holz

entlang des Schaftes verursacht. Nägel, Klammern, Bolzen, Schrauben, Stabdübel und Gewindestangen gehören in diese Gruppe. Diese Verbindungsmitteltypen werden am häufigsten eingesetzt. Die zweite Gruppe beinhaltet "flächenartige" Verbindungsmittel wie Einlass- und Einpressdübel, die auch als Dübel besonderer Bauart bezeichnet werden, und Nagelplatten, bei denen die Kraftübertragung vor allem im Bereich der Oberfläche des Bauteils erfolgt.

Stiftförmige Verbindungsmittel

Nägel

Nägel, die häufig für Konstruktionsteile wie Scheiben, aussteifende Wände und Fachwerkträger eingesetzt werden, sind die am häufigsten verwendeten Verbindungsmittel im Holzbau. Sie werden in vielen Größen, Formen und Materialien hergestellt (siehe Bild E1-1). Runde, glattschaftige Drahtnägel sind im Holzbau am weitesten verbreitet. Nägel mit quadratischem Querschnitt oder profiliertem Schaft sind ebenfalls erhältlich. Die Nagelmaße entsprechen den verschiedenen standardisierten Maßen in den europäischen Ländern. Die üblichen Durchmesser liegen bei 2 bis 8 mm und die Längen bei 40 bis 200 mm. Bei der Herstellung von genagelten Verbindungen kann ein Vorbohren der Nagellöcher erforderlich werden, um ein Aufspalten des Holzes zu verhindern oder um das Eintreiben von Nägeln in Hölzer hoher Rohdichte zu ermöglichen. In Holzkonstruktionen werden Nägel in erster Linie in einschnittigen Verbindungen mit Holz, Stahl oder Holzwerkstoffplatten verwendet. Nagelverbindungen werden in Beitrag E3 behandelt.

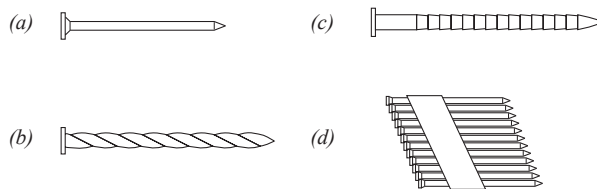


Bild E1-1 Nagelformen. (a) runder, glattschaftiger Drahtnagel, (b) Schraubnagel, (c) Rillennagel, (d) Nagelmagazin für maschinelle Nagelung. (STEP 1995 Beitrag C1)

Klammern

Klammern wie in Bild E1-2 sind klassische Verbindungsmittel im Holztafelbau, da eine sehr hohe Ausführungsgeschwindigkeit erreicht werden kann. Klammern werden aus einem hochfesten und doch duktilen Stahl hergestellt, da das Material in der Lage sein muss, während des Produktionsprozesses einen Umformwinkel von 90° ohne Schädigung zu ertragen. Klammern sind in der Regel beharzt und können nur mit speziellen Eintreibgeräten verarbeitet werden. Ein Einschlagen mit dem Hammer ist wegen der großen Schlankheit nicht möglich. Klammerverbindungen werden in Beitrag E3 behandelt.

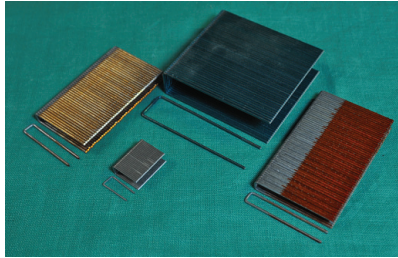


Bild E1-2 Klammern.

Bolzen, Gewindestangen und Stabdübel

Bolzen (Bild E1-3 links) werden in der Regel aus Stahl mit sechseckigem oder quadratischem Kopf und Mutter hergestellt. Die Durchmesser liegen zwischen 12 und 30 mm. Um die Bolzen einfacher eintreiben zu können, sind nach EC 5 vorgebohrte Löcher zulässig, die 1 mm größer sind als der Bolzendurchmesser. Dieses Lochspiel verringert die Steifigkeit von Bolzenverbindungen. Aus diesem Grund und wegen des Aussehens werden häufiger Stabdübel oder Passbolzen ohne Lochspiel anstelle von Bolzen eingesetzt. Stabdübel sind Stahlstäbe mit rundem Querschnitt, die in passend vorgebohrte Löcher eingetrieben werden, Bild E1-3 rechts. Bolzen- und Stabdübelverbindungen werden in Beitrag E4 behandelt. Verbindungen mit Gewindestangen werden wie Bolzenverbindungen bemessen (mit dem Gewindeaußendurchmesser).

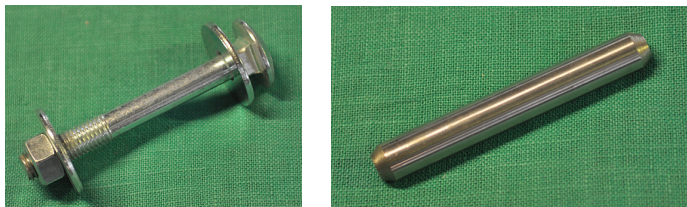


Bild E1-3 Links: Bolzen, rechts: Stabdübel.

Schrauben

Der sich am schnellsten entwickelnde Verbindungsmitteltyp ist die selbstbohrende Holzschraube. Bild E1-4 zeigt einige Beispiele wobei die zwei grundsätzlichen Schraubentypen „mit Teilgewinde“ (mit teilweise glattem Schaft) und „Vollgewinde“ unterschieden werden. Inzwischen sind Vollgewindeschrauben bis zu einem Gewindeaußendurchmesser von 14 mm und einer Länge von 1,5 m erhältlich. Je nach bauaufsichtlicher Zulassung bzw. ETA und abhängig von der verwendeten Holzart können selbst solche selbstbohrenden Holzschrauben mit einem Durchmesser von 14 mm ohne Vorbohren eingesetzt werden. Vorbohren ist jedoch möglich, wobei etwa mit dem Kerndurchmesser (= Gewin-

deinnendurchmesser) vorgebohrt wird. Weitere Holzschrauben sind Holzschrauben nach DIN 7998, die ab einem Durchmesser von 8 mm nur in vorgebohrte Löcher eingedreht werden dürfen. Diese klassischen Schlüsselschrauben werden seit der Entwicklung von selbstbohrenden Holzschrauben immer weniger verwendet und werden deshalb hier nicht weiter behandelt (die Bemessung von Schraubenverbindungen mit Gewinde nach DIN 7998 erfolgt analog zur Bemessung mit selbstbohrenden Holzschrauben). Schraubenverbindungen werden in Beitrag E5 behandelt.

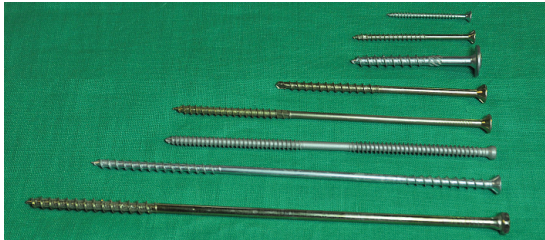


Bild E1-4 Beispiele für selbstbohrende Holzschrauben.

Flächenartige Verbindungsmittel

Dübel besonderer Bauart

Durch die Vergrößerung der lastabtragenden Fläche können Dübel besonderer Bauart große Lasten übertragen. In Fachwerkknoten können nahezu ideal gelenkige Verbindungen erreicht werden, wenn je Anschlussfuge eine einzige Dübeleinheit anstelle mehrerer stiftförmiger Verbindungsmittel eingesetzt wird. Bild E1-5 zeigt typische Formen von Einlass- und Einpressdübeln. Genauigkeit beim Fräsen und Bohren ist für den Einbau und das Tragverhalten dieser Verbindungsmittel wichtig. Ein- und zweiseitige Einlassdübel bestehen aus Aluminiumguss, Stahlguss oder Stahl mit Durchmessern zwischen 60 und 260 mm. Der zweite Dübeltyp ist der Einpressdübel, der aus Stahlguss oder feuerverzinktem Blech besteht. Die Durchmesser liegen zwischen 38 bis 165 mm. Größere Dübel werden für die Verbindung von Brettschichtholzbauteilen eingesetzt, Dübel Durchmesser bis 75 mm bei Bauholz. Um die in den Verbindungen auftretenden Momente aufzunehmen, die die Verbindungsfugen auseinanderdrücken, müssen Dübelverbindungen durch Verbindungsmittel wie Bolzen oder Schrauben gesichert werden, die Zugkräfte aufnehmen können. Die Durchmesser der Unterlegscheiben der Bolzen sollten etwa dem halben Durchmesser des verwendeten Dübels besonderer Bauart entsprechen. Zweiseitige Einlass- und Einpressdübel werden für Holz-Holz-Verbindungen eingesetzt. Sie übertragen die Kraft unmittelbar zwischen den Oberflächen der zu verbindenden Hölzer. Die Verbindung wird in der Regel auf der Baustelle hergestellt. Einseitige Einlass- und Einpressdübel sind sowohl für Stahl-Holz- als auch für Holz-Holz-Verbindungen geeignet. Sie ermöglichen eine Vorfertigung der Verbindungen, so dass nur die Bolzen vor Ort einzubauen

sind. Bei diesen Verbindungsmitteln wird die Kraft über den Bolzen übertragen, der durch die Grundplatte der Dübel auf Abscheren beansprucht wird. Dübel besonderer Bauart werden in Beitrag E6 behandelt.

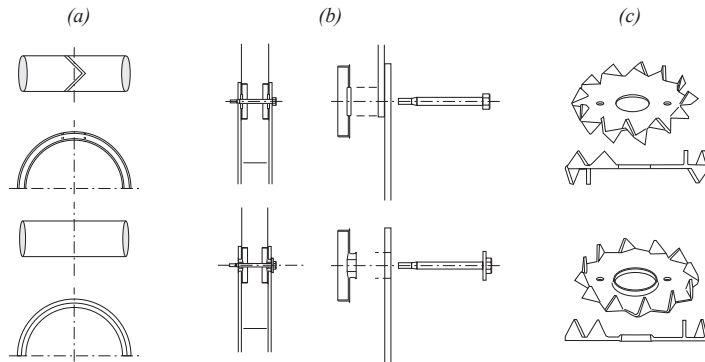


Bild E1-5 Gebräuchliche Dübel besonderer Bauart: (a) zweiseitige Einlassdübel, (b) einseitige Einlassdübel, (c) ein- und zweiseitige Einpressdübel. (STEP 1995 Beitrag C1)

Nagelplatten

Mit Nagelplatten (Bild E1-6) können Verbindungen zwischen zwei in einer Ebene liegenden Hölzern hergestellt werden. Nagelplatten werden aus verzinkten Stahlblechen oder nichtrostendem Stahl mit Dicken von 0,9 bis 3,0 mm hergestellt. Die Herstellung von Verbindungen mit Nagelplatten erfordert spezielle Einrichtungen im Werk. Nagelplatten werden hauptsächlich für leichte Holzfachwerkträger verwendet, wobei die Mindestdicke der Einzelteile 35 mm beträgt. Da solche Fachwerkträger rechtwinklig zur Binderebene sehr weich sind, müssen Transport und Montage sorgfältig erfolgen, um Schäden an den Verbindungen zu vermeiden. Es gibt eine Vielzahl von Nagelplatten unterschiedlicher Hersteller. Der Tragwerksplaner sollte sich auf die entsprechenden Herstellerangaben, die durch eine Zertifizierungsstelle anerkannt wurden, beziehen. Die relevante Norm ist EN 14250 „Holzbauwerke – Produktanforderungen an vorgefertigte tragende Bauteile mit Nagelplattenverbindungen“. Nagelplatten werden in Beitrag E7 behandelt.

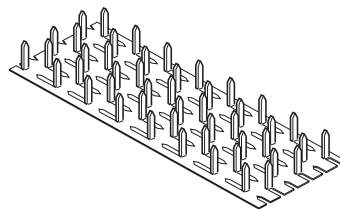


Bild E1-6 Typische Nagelplatte. (STEP 1995 Beitrag C1)

E1.2 Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungen

Bei der Bemessung muss die globale Berechnung der Holzkonstruktion mit der lokalen Analyse der Verbindungen kombiniert werden. Dabei ist das Verhalten der Verbindung, die einen Einfluss auf den Schnittgrößenverlauf und auf die Verformung der Konstruktion hat, von ausschlaggebender Bedeutung. Das Verhalten einer Verbindung kann aus Versuchen nach EN 26891 "Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens" ermittelt werden. Bild E1-7 zeigt experimentelle Last-Verformungskurven von Verbindungen mit verschiedenen auf Abscheren belasteten Verbindungsmitteln, wobei die Last F als Belastung pro Scherfuge definiert ist.

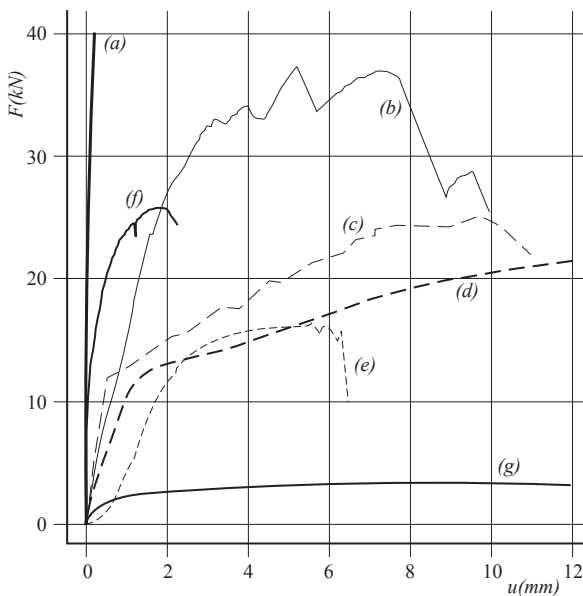


Bild E1-7 Experimentelle Last-Verschiebungskurven für Verbindungen unter Zugbeanspruchung in Faserrichtung: (a) geklebte Verbindung ($12,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$), (b) Einlassdübel (100 mm), (c) zweiseitiger Einpressdübel (62 mm) (Hirashima, 1990), (d) Stabdübel (14 mm), (e) Bolzen (14 mm), (f) Nagelplatte (10^4 mm^2), (g) Nägel (4,4 mm). (STEP 1995 Beitrag C1)

Als weitaus wichtigstes Merkmal ist in Bild E1-7 sehr deutlich zu erkennen, dass Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln im Gegensatz zu starren Klebverbindungen bei Belastung auf Abscheren signifikante Verformungen aufweisen, die der Tragwerksplaner berücksichtigen muss.

Dieser größere rechnerische Aufwand durch die Nachgiebigkeit der Verbindungen ist jedoch durchaus positiv zu beurteilen:

- Sicherheitsaspekt: Eine verformbare Verbindung erreicht höhere Verformungen vor dem Versagen → angekündigter Bruch.
- Lastverteilungsaspekt: Durch plastische Verformung oder Kriechen kann eine Lastumverteilung stattfinden, wodurch hoch belastete Bereiche entlastet werden können.

Ein elastisch-plastisches, duktileres Verhalten von Holzverbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln, speziell mit auf Abscheren beanspruchten, stiftförmigen Verbindungsmitteln, resultiert aus einem Zusammenspiel der plastischen Verformung der Stifte und der Eindrückung (der sogenannten Lochleibung) des Holzes unterhalb der Stifte unter Einhaltung bestimmter Rand-, Zwischen- und Endabstände. **Die geforderten Mindestabstände gewährleisten, dass sprödes Versagen wie Spalten möglichst vermieden wird und ein duktileres Verhalten sich überhaupt erst entwickeln kann.**

Das duktile Verhalten von Verbindungen mit auf Abscheren belasteten stiftförmigen Verbindungsmitteln hängt jedoch nicht nur von der Lochleibungsfestigkeit des Holzes, dem Fließmoment des Stiftes und den geometrischen Randbedingungen (Rand-, End-, Zwischenabstände) ab, sondern auch von der Schlankheit der Verbindungsmittel. Bild E1-8 zeigt ein Beispiel einer Stabdübelverbindung, wobei die Schlankheit für eine Holz-Holz-Verbindung mit zweischnittig beanspruchten Stiften als Verhältnis aus der Dicke t_2 des Mittelholzes und dem Durchmesser d des Stiftes definiert werden kann.

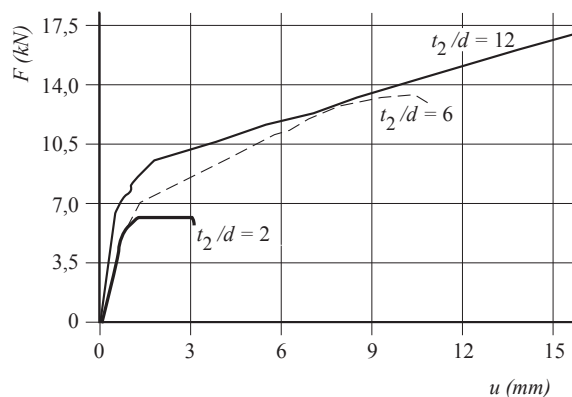


Bild E1-8 Einfluss der Schlankheit des Stabdübels auf das Last-Verformungsverhalten einer Holz-Holz-Verbindung unter einer Zugbeanspruchung in Faserrichtung. (STEP 1995 Beitrag C1)

Auch die Richtung der übertragenen Kräfte beeinflusst das Verhalten der Verbindung. Bei einem einzigen Verbindungsmittel hängt dieser Einfluss vom Durchmesser des Verbindungsmittels und der Faserrichtung des Holzes ab. Versuche (Smith und Whale, 1986) zeigten, dass die Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln mit einem Durchmesser bis etwa 8 mm unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung ist. Abhängig vom Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung können Querspannungen die Duktilität und die Tragfähigkeit der Verbindung durch vorzeitiges Aufspalten des Holzes verringern. Um Sprödbruch und Aufspalten zu verhindern, kann die Duktilität einer Verbindung durch eine Verstärkung des Bauteils im Verbindungsbereich verbessert werden. Wirksame Verstärkungen können durch Nagel- oder Holzwerkstoffplatten, die auf beiden Seiten der Verbindungsfuge aufgedrückt bzw. aufgeklebt werden, oder durch das Einbringen von Vollgewindeschrauben erreicht werden (siehe Beitrag E12).

E1.3 Bemessung von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln

Die für den Ingenieur wichtigsten metallischen Verbindungsmittel sind stiftförmige Verbindungsmittel wie Nägel, Klammern, Schrauben, Bolzen und Stabdübel, für die die oben formulierten Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten zutreffen. In diesem Abschnitt sollen diese Aussagen nun in allgemeine Bemessungsprinzipien und -gleichungen übergeleitet werden, die das Verständnis der einzelnen Beiträge zu den Verbindungsmitteln erleichtern.

Mindestabstände

Für alle stiftförmigen Verbindungsmittel sind Mindestwerte für Rand-, End- und Zwischenabstände festgelegt, die meist auf Erfahrungswerten oder umfangreichen experimentellen Untersuchungen beruhen. Die in Bild E1-9 definierten Mindestabstände unterscheiden sich je nach Verbindungsmittel und stellen eine Voraussetzung für die in EC 5 angegebenen Bemessungsgleichungen dar. Einige grundlegende Bedeutungen der Abstände sind wie folgt:

- Der Zwischenabstand in Faserrichtung a_1 hat Einfluss auf die wirksame Anzahl Verbindungsmittel und damit auf die gesamte Tragfähigkeit der Verbindung, da ein zu kleiner Abstand a_1 frühzeitiges Aufspalten der Verbindung entlang der Verbindungsmittelreihen in Faserrichtung verursachen kann.
- Der Zwischenabstand rechtwinklig zur Faserrichtung a_2 ist höchstens so groß wie a_1 , wobei rechtwinklig zur Faserrichtung kein Aufspalten stattfinden kann.

- Der Abstand zum unbelasteten Rand/Ende ist höchstens so groß wie derjenige zum belasteten Rand/Ende, zu geringe Abstände zum beanspruchten Rand/Ende führen zu frühzeitigem Spalten.
- Die Zwischenabstände a_1 und a_2 (und der Endabstand a_3) beeinflussen das Blockscherverhalten von Holzbauteilen im Verbindungsbereich; je kleiner diese Abstände, desto größer die Wahrscheinlichkeit für ein Blockscherversagen (Beitrag E13).

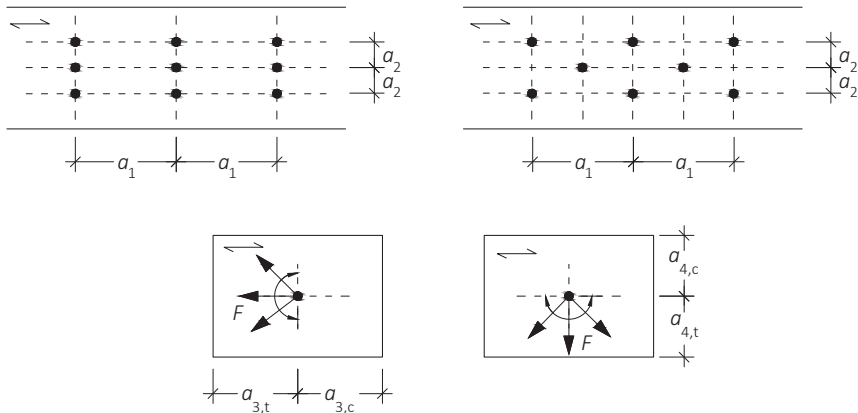


Bild E1-9 Beanspruchter Randabstand $a_{4,t}$, unbeanspruchter Randabstand $a_{4,c}$, beanspruchter Endabstand $a_{3,t}$, unbeanspruchter Endabstand $a_{3,c}$, Zwischenabstand rechtwinklig zur Faserrichtung a_2 , Zwischenabstand in Faserrichtung a_1 .

Beanspruchung und Versagensarten

Stiftförmige Verbindungsmittel können auf zwei Arten beansprucht werden; zum einen auf Abscheren, wenn die Kraft rechtwinklig zur Stiftachse einwirkt und zum anderen auf Herausziehen/Eindrücken, wenn die Kraft in Richtung der Stiftachse wirkt. Auch kombinierte Beanspruchungen sind möglich.

Beanspruchung auf Abscheren

Das Verhalten bei einer Beanspruchung auf Abscheren wurde in Abschnitt E1.2 diskutiert und wird bei Einhaltung der Mindestabstände im Wesentlichen durch die Lochleibungsfestigkeit, die Fließgrenze des Stiftes und die Geometrie der Verbindung bestimmt. Mögliche Versagensarten werden beispielhaft für einen zweischnittig beanspruchten Stift in einer Holz-Holz-Verbindung in Bild E1-10 gezeigt. Für die gezeigten Versagensarten lässt sich durch Kräfte- und Momentengleichgewichtsbedingungen die Tragfähigkeit $F_{v,R}$ berechnen. Johansen (1949) hat diese Methode zum ersten Mal für Holz-Holz-Verbindungen veröffentlicht. Die Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit werden daher auch Johansen-Gleichungen genannt.

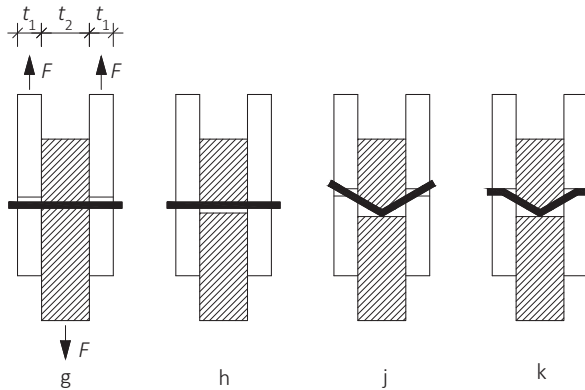


Bild E1-10 Mögliche Versagensarten einer Holz-Holz-Verbindung mit zweischnittig beanspruchten Stiften.

Bei den Versagensarten j und k stellt sich durch das Entstehen eines oder mehrerer Fließgelenke im Stift eine Schrägstellung ein. Dadurch entwickeln sich sog. Einhänge- oder Seilkräfte entlang des Verbindungsmittelschaftes, die abhängig von der Verankerung des Stiftes im Holz mehr oder weniger hoch sind und als Zugkräfte im Verbindungsmittel die Bauteile in der Fuge aneinander drücken. Ein glattschaftiger Nagel wird weniger Seilkraft entwickeln können als eine selbstbohrende Holzschraube. Die durch den Seileffekt entstehenden Zugkräfte F_{ax} in Schaftrichtung dürfen bei der Bemessung berücksichtigt werden. Der Anteil des Seileffektes (siehe Ausdruck $F_{ax}/4$ in Gleichungen (E1-3) und (E1-4)) wird in EC 5 je nach Verbindungsmitteltyp auf die folgenden prozentualen Anteile der Tragfähigkeit nach der Johansen-Theorie beschränkt:

- Runde, glattschaftige Nägel: 15%
- Quadratische, glattschaftige Nägel: 25%
- Profilierte Nägel: 50%
- Schrauben: 100%
- Bolzen: 25%
- Stabdübel: 0%

Das bedeutet, dass für Schrauben $\frac{1}{4}$ der Ausziehtragfähigkeit F_{ax} in Rechnung gestellt werden darf, jedoch maximal 100% von $F_{v,R}$. Wenn also die Johansen-Tragfähigkeit einer Verbindung mit einer Schraube $F_{v,R} = 2 \text{ kN}$ beträgt und die Ausziehtragfähigkeit F_{ax} der Schraube 6 kN , dann ist $6 \text{ kN}/4 = 1,5 \text{ kN} < F_{v,R} = 2 \text{ kN}$ und die Gesamttragfähigkeit der Verbindung ist $2 \text{ kN} + 1,5 \text{ kN} = 3,5 \text{ kN}$. Beträgt die Ausziehtragfähigkeit hingegen 10 kN , so ist $F_{ax}/4 = 2,5 \text{ kN} > F_{v,R} = 2 \text{ kN}$. Somit dürfen lediglich 2 kN für den Seileffekt angesetzt werden, was zu einer Gesamttragfähigkeit von 4 kN führt. Für runde, glattschaftige Nägel

hingegen gilt, dass, falls der Johansen-Anteil z. B. $F_{v,R} = 1 \text{ kN}$ beträgt, der Seilanteil F_{ax} eines glattschaftigen, runden Nagels mit maximal $0,15 \cdot 1 \text{ kN} = 150 \text{ N}$ in Rechnung gestellt werden darf, auch wenn $\frac{1}{4}$ der Tragfähigkeit des Nagels in Achsrichtung F_{ax} höher ist. Stabdübel tragen lediglich über die Reibung zwischen Holz und Stabdübelschaft zum Seileffekt bei, dies darf jedoch nicht angesetzt werden.

Für jede Versagensart nach Bild E1-10 kann durch das Aufstellen des Kräfte- und Momentengleichgewichts die Tragfähigkeit $F_{v,R}$ pro Verbindungsmittel und Scherfuge bestimmt werden (die Herleitungen werden in Beitrag E2 gezeigt). Die endgültigen Gleichungen des EC 5 für zweischnittige Holz-Holz-Verbindungen, die auch den Seileffekt ($\rightarrow F_{ax,Rk}$, Herkunft des Faktors $\frac{1}{4}$ siehe Beitrag E2) beinhalten, lauten wie folgt:

Versagensart g: Lochleibungsversagen der Seitenhölzer:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (\text{E1-1})$$

Versagensart h: Lochleibungsversagen des Mittelholzes:

$$F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (\text{E1-2})$$

Versagensart j: Lochleibungsversagen aller Hölzer und Bildung eines Fließgelenkes:

$$F_{v,Rk} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (\text{E1-3})$$

Versagensart k: Lochleibungsversagen und Bildung von drei Fließgelenken:

$$F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (\text{E1-4})$$

mit

$F_{v,Rk}$ charakteristischer Wert der Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel und Scherfuge

t_i Bauteildicke, $i = 1$ oder 2

$f_{h,i,k}$ charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit im Holzteil i

d Durchmesser des Verbindungsmittels

$M_{y,Rk}$ charakteristischer Wert des Fließmomentes des Verbindungsmittels

$F_{ax,Rk}$ charakteristischer Wert des Ausziehwiderstandes des Verbindungsmittels

β Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten, $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$

Die Vorfaktoren 1,05 bzw. 1,15 in den Gleichungen (E1-3) und (E1-4) kompensieren die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Stahl und Holz sowie den Modifikationsbeiwert k_{mod} , der für die Tragfähigkeit der Verbindung angewendet wird, obwohl Holzfeuchte und Lasteinwirkungsdauer nur die Lochleibungsfestigkeit des Holzes, nicht jedoch das Fließmoment des Stiftes beeinflussen. Da $F_{v,Rd}$ mit k_{mod} und einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,3$ ermittelt wird, führt dies zu einer Benachteiligung der Stahlbauteile ($\gamma_M = 1,00$) in Verbindungen, die durch eine Erhöhung um 5% bzw. 15% ausgeglichen wird. Bild E1-11 zeigt die Tragfähigkeiten nach Johansen (also ohne Seileffekt) für eine zweischnittige Holz-Holz-Verbindung in Abhängigkeit von den Holzdicken, die jeweiligen Versagensmechanismen nach Bild E1-10 sind angegeben. Der Zusammenhang zwischen Holzdicken und Versagensmechanismen ist deutlich zu sehen; je dicker die Holzbauteile, desto mehr Fließgelenke bilden sich aus. Eine duktile Versagensart mit bis zu zwei Fließgelenken der Verbindungsmittel pro Scherfuge kann nur mit ausreichenden Holzdicken gewährleistet werden.

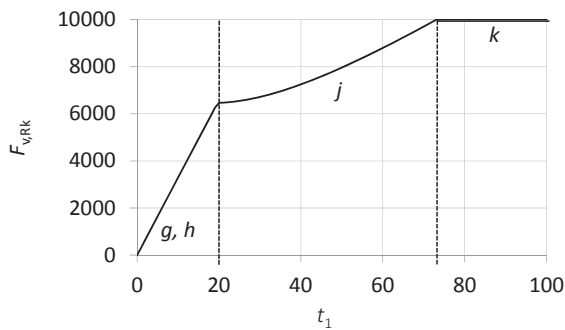


Bild E1-11 Tragfähigkeiten nach Johansen in [N] in Abhängigkeit von der Holzdicke in [mm], Gleichungen (E1-1) bis (E1-4), mit Stabdübel $d = 12$ mm und $F_{ax,Rk} = 0$, $t_2 = 2 \cdot t_1$, $f_u = 600$ MPa, $\rho_k = 380$ kg/m³. Versagensarten g bis k siehe Bild E1-10.

Beanspruchung auf Herausziehen/Eindrücken

Stiftförmige Verbindungsmittel können auch in Richtung ihrer Schaftachse planmäßig beansprucht werden; bei Zugbeanspruchung auf Herausziehen und bei Druck auf Eindrücken, wobei letzteres z. B. bei Querdruckverstärkungen mit selbstbohrenden Holzschrauben ausgenutzt wird (Beitrag E5). Die Tragfähigkeit in Schaftichtung ist dabei von der Oberflächengeometrie der Stifte abhängig, eine selbstbohrende Holzschraube hat eine wesentlich höhere Ausziehtragfähigkeit als ein profilierter Nagel, während Stabdübel keine nennenswerte Ausziehtragfähigkeit besitzen. Auch die Richtung des Schaftes im Vergleich zur Faserrichtung des Holzes hat einen großen Einfluss, da die Ausziehtragfähigkeit bei einer Anordnung des Stiftes parallel zur Faser deutlich geringer ist als rechtwinklig zur Faser.

Generell können bei Axialbeanspruchung die folgenden Versagensmechanismen auftreten, die nachzuweisen sind:

- Ausziehversagen (Herausziehen des Stiftes aus dem Holz),
- Kopfdurchziehversagen (Kopf des Stiftes wird durch das Holz durchgezogen),
- Zugversagen des Verbindungsmittels (Abreißen).

Weiterhin muss untersucht werden, ob bei Verbindungsmittelgruppen, die auf Herausziehen beansprucht sind, ein Blockscherversagen auftreten kann (Beitrag E13). Bei Beanspruchung auf Eindrücken können die Stifte durch Ausknicken versagen.

Einfluss der Beanspruchungsrichtung

Der Einfluss des Winkels zwischen Kraft und Faserrichtung ist aufgrund der Anisotropie des Holzes sehr groß. Je größer der Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung wird, desto höher werden die Querkzugbeanspruchung und damit die Möglichkeit eines spröden Querkzugversagens des Holzbauteils. Dies muss vom Konstrukteur berücksichtigt werden und wird in Beitrag E11 erläutert. Dieses durch eine Querkzugkraft ausgelöste spröde Versagen hängt nicht mit den anderen spröden Versagensmechanismen zusammen, die beispielsweise in Verbindungsmittelgruppen oder Verbindungen mit geringen Holzdicken bei einer Belastung in Faserrichtung auftreten können, obwohl auch im letztgenannten Fall Querkzug- und Schubspannungsspitzen für das spröde Verhalten verantwortlich sind.

Neben der Zunahme der Querkzugbeanspruchung bei zunehmendem Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung sinkt auch der Wert für die Lochleibungsfestigkeit. Da die Lochleibungsfestigkeit jedoch ein System- und kein Materialparameter ist und der Durchmesser des Verbindungsmittels die Lochleibungsfestigkeit beeinflusst, ist dieser Effekt für Verbindungsmittel mit kleinen Durchmessern ($d < 6$ mm) praktisch nicht vorhanden. Darum wird für Stabdübel- und Bolzenverbindungen sowie für Schraubenverbindungen mit Durchmessern $d > 6$ mm die Lochleibungsfestigkeit in Abhängigkeit des Kraft-Faser-Winkels α ermittelt, während für Nägel, Klammern und Schrauben mit $d \leq 6$ mm die Lochleibungsfestigkeit unabhängig von α bestimmt wird. Allerdings wird im letzten Fall zwischen den Lochleibungsfestigkeiten mit oder ohne Vorbohrung unterschieden.

Weiterhin können je nach Beanspruchung die Verbindungsmittel gleichzeitig auf Abscheren und Herausziehen belastet werden. Bei einer solchen kombinierten Beanspruchung werden diese beiden Belastungsanteile dann in einem linearen oder quadratischen Interaktionsnachweis berücksichtigt.

Vereinfachte Bemessung

Im NA sind vereinfachte Bemessungsregeln festgelegt, die anstelle der Johansen-Gleichungen verwendet werden dürfen, falls bestimmte Mindestholzdicken eingehalten sind. Die Gründe für diese Regelungen sind:

- Der anzustrebende Versagensmechanismus führt zu zwei Fließgelenken pro Scherfuge.
- Größere Einbindetiefen der Stifte sind eine Voraussetzung für plastisches Verhalten.
- Schlanke Stifte führen zu einem duktileren Verhalten der Verbindung als gedrungene Stifte.
- Vorzeitiges Aufspalten bestimmt die Tragfähigkeit insbesondere in Verbindungen mit vielen Verbindungsmitteln.
- Vereinfachte Gleichungen führen zu günstigeren Ergebnissen für schlanke Stifte.

Am Beispiel einer Holz-Holz-Verbindung mit zweischnittig beanspruchten Stiften (Bild E1-10 und Gleichungen (E1-1) bis (E1-4)) wird die vereinfachte Bemessung nach NA verdeutlicht. Nach NA darf die Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel und Scherfuge wie folgt ermittelt werden:

$$F_{v,Rk} = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (\text{E1-5})$$

falls die folgenden Mindestholzdicken eingehalten sind:

$$t_{1,req} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d}} \quad \text{Seitenholz} \quad (\text{E1-6})$$

$$t_{2,req} = 1,15 \cdot \frac{4}{\sqrt{1 + \beta}} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,2,k} \cdot d}} \quad \text{Mittelholz} \quad (\text{E1-7})$$

Die Herleitung der Gleichungen (E1-5) bis (E1-7) kann man sehr einfach anhand von Bild E1-11 nachvollziehen. Die Mindestholzdicke entspricht derjenigen Dicke, bei der Versagensart j in Versagensart k übergeht. Es werden also die Gleichungen (E1-3) und (E1-4) gleichgesetzt und nach t aufgelöst. Durch die vereinfachte Bemessung wird also nur Versagensart k nach Bild E1-10 mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge berücksichtigt bzw. durch die Mindestholzdicken erzwungen. Falls die Mindestholzdicken nach Glei-

chungen (E1-6) und (E1-7) eingehalten sind, müssen damit die Versagensarten g, h und j nicht mehr berechnet werden und die Tragfähigkeit ergibt sich direkt mit Gleichung (E1-5). Der Anteil des Seileffektes $F_{ax,Rk}$ darf allerdings noch zusätzlich berücksichtigt werden. Für Nagelverbindungen wurden diese Regelungen des NA noch weiter vereinfacht. Die Lochleibungsfestigkeit ist unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung und die Mindestholzdicken sind nur als Funktion des Nageldurchmessers angegeben. Auf die Möglichkeit der vereinfachten Bemessung wird in Beitrag E2 und den Einzelbeiträgen zu den verschiedenen Verbindungsmitteltypen nicht mehr eingegangen; sie darf jedoch laut NA bei allen stiftförmigen Verbindungsmitteln angewandt werden.

Mehrschnittige Verbindungen

Verbindungen mit mehr als zwei Scherfugen können mithilfe der Johansen-Gleichungen berechnet werden, indem jede Scherfuge einer mehrschnittigen Verbindung als Teil einer Reihe von zweischnittigen Holz-Holz- oder Stahlblech-Holz-Verbindungen betrachtet wird. Dabei ist zu beachten, dass im Inneren einer mehrschnittigen Verbindung nicht jede Versagensart auftreten kann bzw. dass die Versagensarten in den jeweiligen Scherfugen miteinander verträglich sein müssen. So ist in einer mehrschnittigen Holz-Holz-Verbindung ein Versagen j nach Bild E1-10 nur in den beiden äußeren Scherfugen möglich. Beitrag E15 geht genauer auf mehrschnittige Verbindungen ein.

Steifigkeit

Die Nachgiebigkeit von Holzverbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln muss vom Tragwerksplaner erforderlichenfalls berücksichtigt werden. Die Nachgiebigkeit wird über den Verschiebungsmodul K_{ser} ermittelt. Der Verschiebungsmodul einer Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit K_u wird wie folgt ermittelt:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (E1-8)$$

K_u wird benötigt, um beispielsweise wirksame Biegesteifigkeiten von nachgiebig verbundenen Trägern (z. B. genagelte I-Träger) zu ermitteln. Die Werte für K_{ser} sind von der Verbindungsmittelart, dem Durchmesser und der Holzrohddichte abhängig. Die in Tabelle E1-1 angegebenen Gleichungen für K_{ser} gelten pro Scherfuge und Verbindungsmittel von Holz-Holz-Verbindungen und beruhen auf umfangreichen Versuchsergebnissen. Für Stahlblech-Holz-Verbindungen sind die Werte mit dem Faktor 2,0 zu multiplizieren. Falls die mittleren Rohdichten ρ_m der verbundenen Holzbauteile unterschiedlich sind, so sollte K_{ser} mit dem geometrischen Mittel der beiden Rohdichten berechnet werden.

Tabelle E1-1 Werte für K_{ser} in N/mm für einige Verbindungsmittel. Siehe auch EC 5:2010 Tabelle 7.1.

Verbindungsmittel	K_{ser} (d in mm, ρ_m in kg/m^3)
Stabdübel, Schrauben, Nägel (vorgebohrt), Bolzen mit oder ohne Lochspiel*	$K_{ser} = \frac{d \cdot \rho_m^{1,5}}{23}$
Nägel (nicht vorgebohrt)	$K_{ser} = \frac{d^{0,8} \cdot \rho_m^{1,5}}{30}$
Klammern	$K_{ser} = \frac{d^{0,8} \cdot \rho_m^{1,5}}{80}$

* Das Lochspiel ist zusätzlich zu der Verschiebung hinzuzurechnen.

E1.4 Weitere allgemeine Regelungen für stiftförmige Verbindungsmittel

Für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln gelten einige weitere, allgemein gültige Regelungen und Aussagen, die unterschiedliche Aspekte einer Verbindung abdecken. Diese Aspekte, deren wichtigste im Folgenden kurz erläutert werden, betreffen sowohl Einflüsse auf die Tragfähigkeit durch die Form der Verbindung, die Zusatzspannungen im Bauteil erzeugen können, als auch Ausführungsregeln, wobei die Zuordnung nicht immer eindeutig ist.

Ausführungsregeln

Vorbohren

Stiftförmige Verbindungsmittel können mit oder ohne Vorbohren der Löcher in die zu verbindenden Holz oder Holzwerkstoff-Bauteile eingebracht werden. Bolzen- und Stabdübelverbindungen erfordern immer ein Vorbohren der Holzbauteile, während Nägel und Schrauben abhängig von der Holzart und dem Durchmesser auch ohne Vorbohren verwendet werden können. So muss bei Verbindungen mit Laubholz und bei Rohdichten über 500 kg/m^3 immer vorgebohrt werden⁴. Das Vorbohren wird weiterhin für Nägel mit einem Durchmesser größer als 6 mm empfohlen. Klammern werden grundsätzlich ohne Vorbohren eingetrieben. Bei Nägeln beträgt der Bohrdurchmesser etwa $0,8 \cdot d$ und bei selbstbohrenden Schrauben wird etwa mit dem Kerndurchmesser (= Gewindeinnendurchmesser) vorgebohrt. Stahlbleche in Stahlblech-Holz-Verbindungen dürfen bei Bolzen- und Stabdübelverbindungen mit bis zu $d + 1 \text{ mm}$ vorgebohrt werden. Inzwischen

⁴ Neuere Forschungsprojekte befassen sich mit selbstbohrenden Schrauben in Laubholz, bei denen auf das Vorbohren verzichtet werden soll.

sind jedoch auch selbstbohrende Stabdübel erhältlich, die ohne Vorbohren der Stahlbleche eingedreht werden können. Bei Bolzen- und Gewindestangenverbindungen dürfen auch die vorgebohrten Löcher in den Holzbauteilen mit $d + 1$ mm vorgebohrt werden; dieses Lochspiel muss jedoch bei der Berechnung der Verschiebungen berücksichtigt werden. Die Holzbauteile von Stabdübel- und Passbolzenverbindungen hingegen werden mit dem Nenndurchmesser der Stifte vorgebohrt.

Mindesteinbindetiefe

Mindesteinbindetiefen dienen der Gewährleistung des duktilen Versagensverhaltens. Darüber hinaus müssen bei Nägeln und Schrauben Mindesteinbindetiefen für die Bauteile mit der Spitze des Nagels bzw. der Schraube beachtet werden. So gilt z. B. für glattschaftige Nägel in Holz-Holz-Verbindungen eine Mindesteinbindetiefe von $8 \cdot d$ und bei profilierten Nägeln von $6 \cdot d$. Diese Mindesteinbindetiefen stellen Robustheitsanforderungen dar, damit auch bei ungewollt vorhandenen Fugen zwischen den Bauteilen z. B. durch klimabedingte Verformungen noch eine ausreichende Tragfähigkeit gegeben ist.

Mindestanzahl der Verbindungsmittel

Für alle stiftförmigen Verbindungsmittel gilt, dass aus Robustheitsgründen mindestens zwei Stifte für tragende Verbindungen verwendet werden (mit wenigen Ausnahmen wie die Befestigung von Schalungen oder Latten). Für Stabdübelverbindungen muss eine Verbindung neben zwei Stabdübeln auch mindestens vier Scherflächen besitzen. Außerdem ist es sinnvoll, bei einer Stabdübelverbindung zum Zusammenhalten der Verbindung eine gewisse Anzahl Stabdübel durch Passbolzen zu ersetzen.

Feuerwiderstand und Korrosion

Eine weitere Herausforderung für den Tragwerksplaner ist die Erfüllung von Feuerwiderstandsanforderungen. Dies gelingt unter anderem durch das "Verstecken" der Verbindungsmittel im Holz. Gleichzeitig führt dies auch zu ästhetisch ansprechenden Lösungen. Weitere Informationen zum Feuerwiderstand von Verbindungen können Beitrag G1 entnommen werden.

Bei der Bemessung von Verbindungen in aggressiven Umgebungsbedingungen muss auch die Möglichkeit der Korrosion beachtet werden. Zunächst sollte beim Entwurf darauf geachtet werden, dass kein Wasser auf die Anschlussfläche gelangt. Für ungeschützte Konstruktionen kann eine Abdeckung ein effizienter Schutz gegen Sonne und Wasser sein. Unter ungünstigen Bedingungen kann Korrosion durch Beschichtungen oder durch die Verwendung nichtrostender Metalle verhindert werden. Der Planer sollte auch die Verträglichkeit der Metalle mit Holzschutzmitteln beachten. So kann z. B. der Kontakt zwischen Aluminium oder Stahl und Holz, das mit kupferhaltigen Holzschutzmitteln behandelt wurde, problematisch sein.

Einflüsse auf die Tragfähigkeit

Verbindungsmittelgruppen

Mechanische Holzverbindungen enthalten meist mehr als nur ein einziges Verbindungsmittel. Die Lastverteilung zwischen den Verbindungsmitteln ist dabei selbst dann ungleichmäßig, wenn die von der Verbindung übertragene Last im Schwerpunkt der Verbindung angreift. Die Tragfähigkeit einer Verbindung entspricht der Summe der von den einzelnen Verbindungsmitteln im Bruchzustand übertragenen Kräfte. Wenn nun die Beanspruchungen der einzelnen Verbindungsmittel beim Versagen der Verbindung große Unterschiede aufweisen und einige der Verbindungsmittel weit unter ihrer Tragfähigkeit belastet sind, wie dies bei einem spröden Verhalten einer Verbindung möglich ist, ist die Tragfähigkeit der Verbindung geringer als die Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Verbindungsmittel. Diese Tatsache ist der Grund für die Abminderung der Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel in Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln für bestimmte Verbindungsmittelarten. Grundsätzlich wirken sich die verschiedenen Einflüsse auf die Lastverteilung in Verbindungen sowohl auf Verbindungen mit mehreren gleichen Verbindungsmitteln als auch auf Verbindungen mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln aus. Die wirksame charakteristische Tragfähigkeit einer Verbindungsmittelreihe $F_{v,ef,Rk}$, deren Verbindungsmittel in Kraft- und Faserrichtung hintereinander liegend angeordnet sind, wird deshalb mit einer wirksamen Verbindungsmittelanzahl n_{ef} ermittelt:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} \quad (E1-9)$$

Die wirksame Anzahl n_{ef} wurde aus Regressionsanalysen an einer großen Zahl experimenteller Untersuchungen für jeden Verbindungsmitteltyp ermittelt und wird in den Einzelbeiträgen und in Beitrag E13 näher erläutert.

Eine weitere Versagensart bei Verbindungsmittelgruppen ist das Blockscheren. Werden viele Verbindungsmittel eng aneinander oder in einer Linie angeordnet, kann die Tragfähigkeit der Verbindung durch Abreißen eines Teils des Bauteils begrenzt werden (Bild E1-12). Das Blockscherversagen einer Verbindungsmittelgruppe wird durch das Erreichen der Schubfestigkeit in Ebenen parallel zur Kraft- und Faserrichtung und der Zugfestigkeit in einer Ebene rechtwinklig dazu verursacht. Das Versagen wird durch den Bruch in einer der Widerstandsflächen S eingeleitet. Danach folgt das Versagen in der Fläche rechtwinklig zur ersten Bruchfläche. Da Holz ein sprödes Material ist, dürfen die Festigkeiten in beiden Ebenen nicht addiert werden. Daher ist die Festigkeit des Bauteils getrennt für den Nettoquerschnitt S_t für Zug und S_c für Schub nachzuweisen. Der Bemessungswert der Blockscherfestigkeit ist der größere der beiden Werte (siehe Beitrag E13).

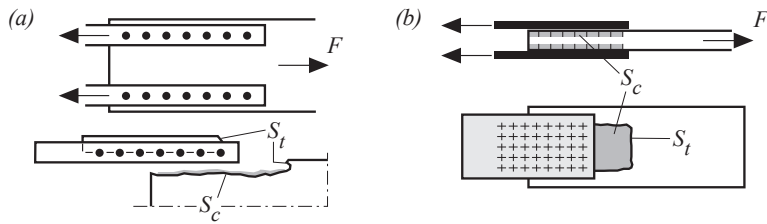


Bild E1-12 Blockscherversagen in einer Verbindung: (a) Zugversagen in der Nettofläche S_t , (b) Scherversagen in der Nettofläche S_c . (STEP 1995 Beitrag C1)

Quellen und Schwinden

Besonders zu beachten sind Änderungen der Maße des Holzquerschnittes durch Feuchteänderungen. In Bereichen, in denen Verbindungsmittel das Quellen und Schwinden behindern, können Querkzugspannungen auftreten, die zum Aufreißen des Bauteils führen (Bild E1-13 (a)). Um das Aufreißen zu vermeiden oder zu begrenzen, muss der Bereich der behinderten Dehnungen begrenzt werden. Die Verbindungsmittel sollten möglichst konzentriert auf einer Seite der verbundenen Bauteile angeordnet werden (Bild E1-13 (b)). Verbindungsmittel, die lediglich zum Zusammenhalt der Verbindung notwendig sind, sollten in Langlöchern eingebracht werden. In anderen Fällen, so z. B. bei biegesteifen Rahmenecken, sollte der Bereich der behinderten Dehnung auf etwa einen Meter begrenzt bzw. Verstärkungen angeordnet werden.

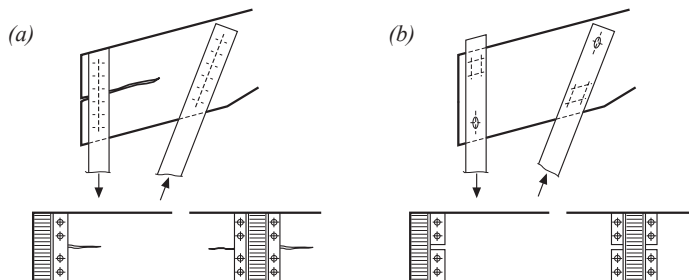


Bild E1-13 Verbindungsdetails: (a) Aufreißen durch Schwinden, (b) richtig ausgeführte Verbindung mit ovalen Löchern. (STEP 1995 Beitrag C1)

Ausmitten

In Konstruktionen sollten Verbindungen und Bauteile, insbesondere wenn sie hoch belastet sind, möglichst symmetrisch und konzentrisch angeordnet werden. Trotzdem können Ausmitten aus folgenden Gründen auftreten (Bild E1-14):

- Art der verwendeten Verbindungsmittel,
- Herstellung der Verbindungen,
- Form des Konstruktionssystems.

Bei ausmittigt angeordneten Verbindungsmitteln wie Dübeln besonderer Bauart ist der Einfluss des Biegemomentes auf einseitig beanspruchte Bauteile durch zugbeanspruchte Verbindungsmittel wie Bolzen mit Unterlegscheiben zu begrenzen. Häufig lassen sich Ausmitten durch eine korrekte Anordnung der Verbindungsmittel und Bauteile vermeiden, wie in Bild E1-14 (b) und Bild E1-14 (d) gezeigt ist. Andernfalls müssen bei der Bemessung die sekundären Kräfte (Moment, Schub und Zug), die auf die Verbindungsmittel und die Bauteile wirken, berücksichtigt werden.

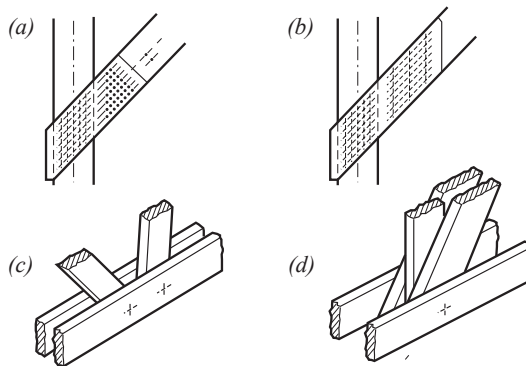


Bild E1-14 Ausmitten in Konstruktionen erzeugt durch die Anordnung der Verbindungsmittel (a) oder der Bauteile (c). Modifizierte Anordnungen, um Ausmitten zu vermeiden (b), (d). (STEP 1995 Beitrag C1)

Kombination unterschiedlicher Verbindungsmittel

Zur Übertragung von Kräften insbesondere in nachträglich verstärkten Verbindungen kommen manchmal unterschiedliche Verbindungsmittel in einer Verbindung zur Ausführung. In diesen Fällen sollte die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten der unterschiedlichen Verbindungsmittel ermittelt werden. Um Überbeanspruchung durch zu große Steifigkeitsunterschiede zu verhindern, dürfen Klebstoffe und mechanische Verbindungsmittel nicht kombiniert werden.

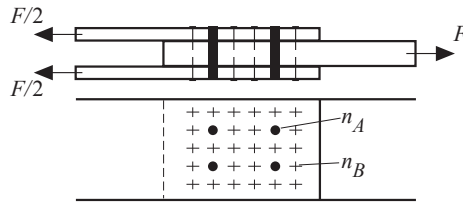


Bild E1-15 Verbindung mit einer Kombination von Verbindungsmitteln: n_A Stabdübel und n_B Nägel.
(STEP 1995 Beitrag C1)

Konservativ wird die Bemessung einer Verbindung unter der Annahme eines elastischen Verhaltens der Verbindungsmittel durchgeführt. Die Verteilung der Bemessungslast F_d erfolgt über die Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel. Wirkt eine Kraft auf zwei Verbindungsmitteltypen (siehe Bild E1-15), ergibt sich die Gleichgewichtsbedingung und die Kompatibilität der Verformung wie folgt:

$$F = \sum_{i=1}^n F_i = n_A \cdot F_A + n_B \cdot F_B \quad \text{und} \quad u = \frac{F_A}{K_{u,A}} = \frac{F_B}{K_{u,B}} \quad (\text{E1-10})$$

wobei $K_{u,A}$ und $K_{u,B}$ die Verschiebungsmoduln im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind.

Einheitenkonsistenz

Zum Schluss noch ein für alle Bemessungssituationen gültiger Hinweis, der jedoch durch die hohe Anzahl empirischer Gleichungen bei Verbindungsnachweisen besonders relevant ist. Einer der wichtigsten Kontrollmechanismen während einer Bemessung ist die Kontrolle der Einheiten, die immer durchgeführt werden sollte. Auch Fehler bei der Umrechnung von Flächenlasten in Streckenlasten und Einzellasten können so schnell gefunden werden.

Durch die vielen empirischen Gleichungen im Holzbau wird diese Einheitenkontrolle erschwert. Viele Gleichungen wurden über Regressionsanalysen aus zahlreichen, streuenden Versuchsergebnissen abgeleitet, wodurch Parameter in bestimmten Einheiten eingesetzt werden müssen und die Einheit des Ergebnisses bereits feststeht. Als Beispiel sei Gleichung (E1-11) zur Ermittlung von K_{ser} für eine Klammer gegeben:

$$K_{\text{ser}} = \frac{d^{0,8} \cdot \rho_m^{1,5}}{80} \quad (\text{E1-11})$$

An den Exponenten ist direkt ersichtlich, dass Gleichung (E1-11) empirisch ist und auf Regressionsanalysen beruht. Es gilt, dass der Durchmesser d in [mm] und die mittlere Rohdichte in [kg/m^3] eingesetzt werden müssen, um K_{ser} in [N/mm] zu ermitteln; von diesen Einheiten kann nicht abgewichen werden.

E1.5 Literatur

P. Racher, Originalbeitrag C1, STEP 1995.

Hirashima Y. (1990). Lateral resistance of timber connector joints parallel to grain direction. International Engineering Conference, Vol. 1:254-261, Tokyo.

Johansen K.W. (1949). Theory of timber connections. International Association of Bridge and Structural Engineering (IABSE), Publication 9, Basel.

Natterer J., Herzog T. und Volz M. (1991). Holzbau Atlas Zwei. Edition française, Presses polytechniques et universitaires romandes, Le Mont-sur-Lausanne.

Smith I. und Whale L.R.J. (1986). Mechanical timber joints. TRADA Research Report 18/86, Hughenden Valley, England.

E2 Johansen-Modell

Originalbeitrag: B.O. Hilson

Bild E2-1 zeigt Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, die auf Abscheren beansprucht werden. Beispiele für stiftförmige Verbindungsmittel sind Nägel, Klammern, Schrauben, Stabdübel oder Bolzen.

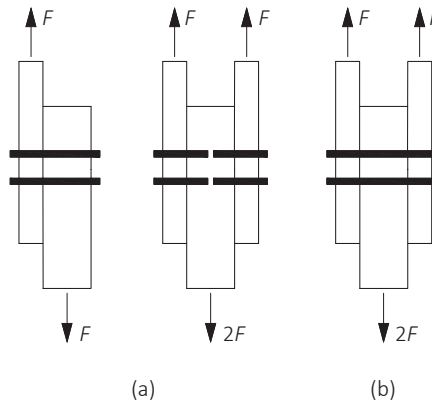


Bild E2-1 Auf Abscheren beanspruchte Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln:
(a) einschnittig (eine Scherfuge pro Stift); (b) zweischnittig (zwei Scherfugen pro Stift).

Zulässige Beanspruchungen dieser Verbindungsarten wurden in der Vergangenheit auf der Grundlage von Kurzzeitversuchen mit einer vergleichsweise geringen Anzahl von geprüften Verbindungen bestimmt. Ein früher übliches Verfahren zur Bestimmung zulässiger Werte bestand z. B. darin, den Mittelwert der Tragfähigkeit mehrerer gleichartiger Prüfkörper zu bestimmen und diesen dann durch einen globalen Sicherheitsbeiwert zu teilen, um die Einflüsse der Streuungen von Lasten und Widerstand, unterschiedlicher handwerklicher Sorgfalt beim Herstellen der Verbindung sowie der Lasteinwirkungsdauer zu erfassen. Die verfügbaren Ergebnisse der genannten Versuche reichen im Allgemeinen nicht aus, um zuverlässige charakteristische Werte der Tragfähigkeit, wie sie für den EC 5 benötigt werden, zu bestimmen. Auch Traglastversuche mit repräsentativ ausgewählten Verbindungen zur Bestimmung charakteristischer Werte scheiden wegen der großen Vielfalt der möglichen Verbindungen und der damit erforderlichen großen Anzahl der Versuche aus.

Daher werden mechanische Modelle verwendet, um auf der Grundlage bestimmter Materialeigenschaften und der Verbindungsabmessungen charakteristische Werte der Tragfähigkeit berechnen zu können. Die im EC 5 enthaltenen Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen gehen auf die Arbeit von Johansen (1949) zurück. Die Tragfähigkeit ist danach durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in mindestens einem der verbundenen Holzbauteile und in bestimmten Fällen durch das gleichzeitige Auftreten von plastischen Gelenken im Stift begrenzt. Der auftretende Versagensmechanismus ist abhängig von der Geometrie der Verbindung sowie den Baustoffeigenschaften, insbesondere dem plastischen Biegemoment des Stiftes sowie der Lochleibungsfestigkeit des Holzes bzw. der Holzwerkstoffe. Es wurden zahlreiche Versuche durchgeführt, um die Gültigkeit der Gleichungen von Johansen zu überprüfen. Alle diese Versuche, z. B. von Möller (1951), Aune und Patton-Mallory (1986) oder Hilson et al. (1990) ergaben eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie, vorausgesetzt, dass die von der Theorie nicht erfassten Reibungseinflüsse und Zugkräfte in den Stiften vernachlässigbar klein gehalten werden konnten.

E2.1 Baustoffeigenschaften

Wie bereits in Beitrag E1 gezeigt (Gleichungen (E1-1) bis (E1-4)), werden zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer auf Abscheren beanspruchten Verbindung die Eigenschaften „Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$ “ und „Fließmoment $M_{y,k}$ “ benötigt. Alle anderen benötigten Parameter sind geometrische Angaben wie Holzdicken $t_{1/2}$ oder Stiftdurchmesser d . Die in Gleichungen (E1-3) und (E1-4) noch benötigte Eigenschaft „Auszieh Widerstand $F_{ax,Rk}$ “ ist ein später hinzugekommener Parameter, der unabhängig vom Johansen-Modell ist und die Traglaststeigerung durch den Seileffekt berücksichtigt. Der Seileffekt kann nur bei Verbindungsmitteln auftreten, die sich im Versagenszustand schrägstellen und wird in Abschnitt E2.6 erläutert.

Die Lochleibungsfestigkeit f_h des Holzes bzw. Holzwerkstoffes ist definiert als die größte auftretende rechnerische Spannung in einem Lochleibungsversuch. Die Lochleibungsfestigkeit ist keine Baustoff-, sondern eine Systemeigenschaft, die durch das Zusammenwirken von Stift und Holz bestimmt wird. Eine typische Versuchsanordnung ist in Bild E2-2 dargestellt. Um eine gleichmäßige Eindrückung im Holz bzw. Holzwerkstoff zu erhalten, muss eine Verformung des Stiftes möglichst vermieden werden. Dies wird im Allgemeinen durch das Einspannen des Stiftes in die seitlichen Stahlplatten sowie durch die Begrenzung der Prüfkörperdicke t , in der Regel auf das Doppelte des Stiftdurchmessers, erreicht.

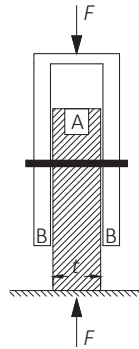


Bild E2-2 Versuchsanordnung für Lochleibungsversuche. Einspannung des Stiftes in die seitlichen Stahlplatten (B), dadurch gleichmäßige Eindrückung des Stiftes in den Prüfkörper (A). (STEP 1995 Beitrag C3)

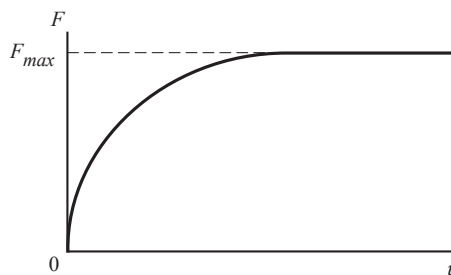


Bild E2-3 Typische Last-Eindrückungs-Beziehung. (STEP 1995 Beitrag C3)

Eine typische Last-Eindrückungs-Beziehung ist in Bild E2-3 dargestellt. Die Lochleibungsfestigkeit ist definiert als die bis zu einer Verschiebung von 5 mm im Versuch erreichte Last F geteilt durch die projizierte Fläche des Stiftes im Prüfkörper:

$$f_h = \frac{F}{d \cdot t} \quad (\text{E2-1})$$

Hierin ist t die Prüfkörperdicke und d der Stiftdurchmesser.

Die Eindrückung u ist die Relativverschiebung zwischen Stift und Prüfkörper, d. h. zwischen BB und A in Bild E2-2. Weitere Hinweise zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit sind in EN 383 „Holzbauwerke – Prüfverfahren für Holzverbindungen – Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit und der Bettungswerte für stiftförmige Verbindungsmittel“ enthalten. Versuchsvorrichtungen zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit werden in Rodd et al. (1987) beschrieben. Für die Gleichungen nach Johansen ist weiterhin das Fließmoment M_f des Verbindungsmittels eine wichtige Eigenschaft. Das Vorgehen bei der Ermittlung des Fließmoments ist in der EN 409 „Holzbauwerke – Prüfverfahren – Bestimmung des Fließmoments von stiftförmigen Verbindungsmitteln“ beschrieben.

E2.2 Johansen-Gleichungen für einschnittige Holz-Holz-Verbindungen

Eine Voraussetzung bei der Ableitung der Traglastgleichungen ist die Annahme starrplastischen Materialverhaltens für den Stift bei Biegebeanspruchung und für das Holz bei Lochleibungsbeanspruchung. Die angenommene Last-Eindrückungs-Beziehung des Stiftes im Holz ist in Bild E2-4 dargestellt. Diese Näherung vereinfacht die Berechnung, wirkt sich jedoch kaum auf das Ergebnis aus. Für die Herleitung von Bemessungsgleichungen müssen nun zuerst die möglichen Versagensarten identifiziert werden, um danach ein Bemessungsmodell ableiten zu können. In Holz-Holz-Verbindungen mit einschnittig beanspruchten Stiften können sich analog Bild E1-10 die in Bild E2-5 gezeigten Versagensmechanismen nach Johansen einstellen.

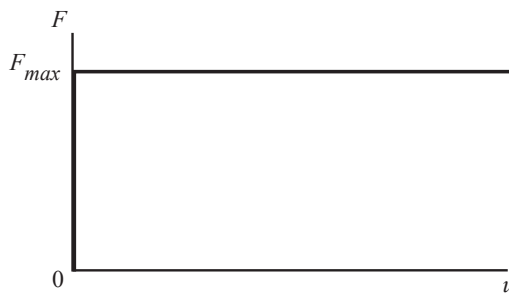


Bild E2-4 Vereinfachte Last-Eindrückungs-Beziehung. (STEP 1995 Beitrag C3)

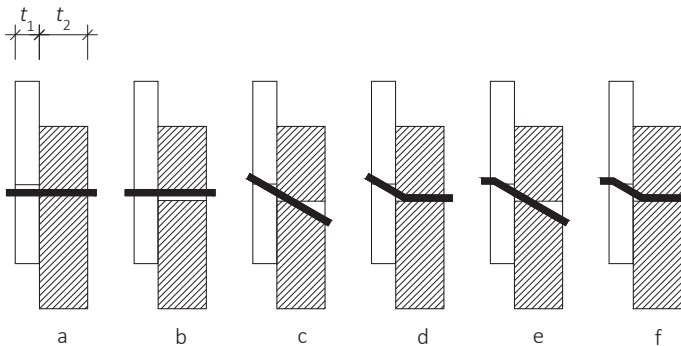


Bild E2-5 Mögliche Versagensarten einer Holz-Holz-Verbindung mit einschnittig beanspruchtem Stift.

Im Folgenden werden zwei Versagensmechanismen beispielhaft hergeleitet, Fälle a und d nach Bild E2-5. Die Herleitung der weiteren Versagensmechanismen zeigt Anlage 6. Es werden die folgenden Bezeichnungen benutzt:

- t_1 und t_2 sind die Holzdicken bzw. Eindringtiefen des Stiftes in Bauteil 1 bzw. 2
- $f_{h,1,k}$ ist der charakteristische Wert der Lochleibungsfestigkeit des Bauteils 1
- $f_{h,2,k}$ ist der charakteristische Wert der Lochleibungsfestigkeit des Bauteils 2
- d ist der Stiftdurchmesser
- $M_{y,Rk}$ ist der charakteristische Wert des Fließmoments des Stiftes
- $F_{v,Rk}$ ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge
- β ist das Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten: $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$

Versagensmechanismus a – Lochleibungsversagen Bauteil 1:

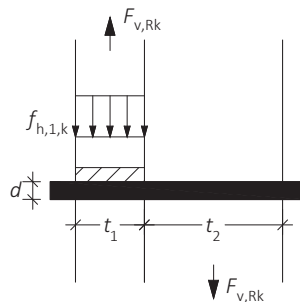


Bild E2-6 Versagensmechanismus a.

Bei einem Versagen nach Modus a wie in Bild E2-6 wird die Lochleibungsfestigkeit im Bauteil 1 maßgebend. Das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ in Bauteil 1 ergibt:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1 \quad (E2-2)$$

Gleichung (E2-2) entspricht genau der Gleichung für den Versagensfall a einer Holz-Holz-Verbindung im EC 5.

Versagensmechanismus d – Lochleibungsversagen in beiden Bauteilen und ein Fließgelenk in Bauteil 2:

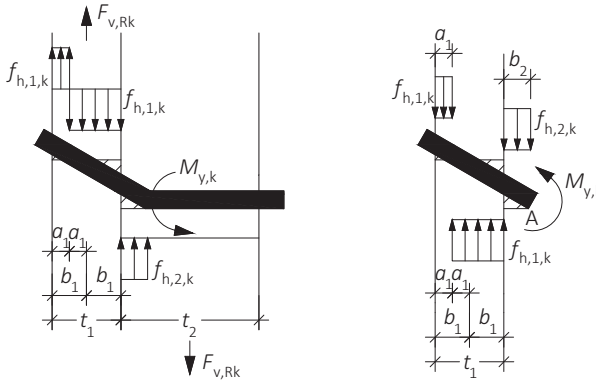


Bild E2-7 Versagensmechanismus d. Rechts: freigeschnittenes Verbindungsmittel.

Bei einem Versagen nach Modus d wie in Bild E2-6 wird in beiden Bauteilen die Lochleibungsfestigkeit erreicht und ein Fließgelenk bildet sich aus. Es gilt:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

Weiterhin gilt, dass die Querkraft im Stift am Ort des größten Biegemoments gleich Null ist:

$$f_{h,2,k} \cdot d \cdot b_2 - f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 = \beta \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_2 - f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 = 0$$

Daraus folgt:

$$\beta \cdot b_2 = b_1$$

Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^A = 0$ ergibt:

$$M_{y,k} = -f_{h,2,k} \cdot d \cdot b_2 \cdot \frac{b_2}{2} + f_{h,1,k} \cdot d \cdot (b_1 + a_1) \cdot \left(b_2 + \frac{b_1 + a_1}{2} \right) - f_{h,1,k} \cdot d \cdot a_1 \cdot \left(b_2 + b_1 + a_1 + \frac{a_1}{2} \right)$$

Nun wird $f_{h,2,k}$ durch $\beta \cdot f_{h,1,k}$, b_2 durch b_1/β und $a_1 = (t_1 - b_1)/2$ ersetzt und die Gleichung wird umgeformt:

$$b_1^2 + t_1 \cdot \frac{2 \cdot \beta}{2 + \beta} \cdot b_1 - \frac{\beta \cdot t_1^2}{2 + \beta} - \frac{4 \cdot \beta}{2 + \beta} \cdot \frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} = 0$$

Auflösen der quadratischen Gleichung ergibt:

$$b_1 = \frac{t_1}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \quad (\text{E2-3})$$

Außerdem gilt für das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ des Stiftes im Bauteil 1:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1$$

Einsetzen von Gleichung (E2-3) ergibt:

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \quad (\text{E2-4})$$

Gleichung (E2-4) findet sich in der Gleichung für den Versagensfall d einer Holz-Holz-Verbindung im EC 5 wieder. Gleichung (E2-4) entspricht dem Johansen-Anteil im EC 5, der Beitrag des Seileffektes sowie der Vorfaktor 1,05 fehlen (Erläuterung Faktor 1,05 siehe Beitrag E1).

E2.3 Johansen-Gleichungen für zweischnittige Holz-Holz-Verbindungen

Mit derselben Vorgehensweise wie für einschnittige Verbindungen können auch die Johansen-Gleichungen für zweischnittige Verbindungen hergeleitet werden. Die möglichen Versagensarten sind in Bild E2-8 gezeigt (siehe auch Bild E1-10). Bei den Herleitungen gilt es zu beachten, dass die Johansen-Gleichungen pro Scherfuge ermittelt werden, indem die Verbindungen nach Bild E2-8 in der Mitte gedanklich durchgetrennt werden (also bei $t_2/2$). Demzufolge stellen die Johansen-Gleichungen für zweischnittige Verbindungen lediglich Erweiterungen der Gleichungen für einschnittige Verbindungen dar.

In EC 5 werden die in Gleichungen (E2-7) und (E2-8) noch mit (i) dem Anteil des Seileffektes $F_{ax,Rk}/4$ (siehe Abschnitt E2.6) ergänzt und (ii) den Vorfaktoren 1,05 bzw. 1,15 beaufschlagt, die die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte γ_M und k_{mod} für Stahl ($M_{y,k}$) und Holz ($f_{h,k}$) berücksichtigen. Die Gleichungen (E2-5) und (E2-6) hingegen weisen keine

Änderungen im Vergleich zu EC 5 auf, da (i) in den beiden beschriebenen Versagensfällen keine Schrägstellung des Stiftes und damit kein Seileffekt auftritt und (ii) als Materialparameter nur Lochleibungsversagen (mit γ_M und k_{mod} für Holz) und kein Fließgelenk (mit γ_M für Stahl) auftritt.

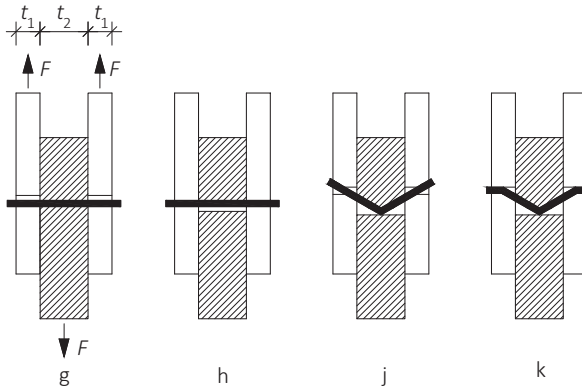


Bild E2-8 Mögliche Versagensarten einer Holz-Holz-Verbindung mit zweischnittig beanspruchten Stiften.

Die sich dann ergebenden Gleichungen lauten:

Versagensmechanismus g (Herleitung siehe Bild E2-6 und Gleichung (E2-2)):

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1 \tag{E2-5}$$

Versagensmechanismus h (Herleitung siehe Anlage 6, Versagensmechanismus b, Gleichung (20), hier mit halber Breite $t_2/2$):

$$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} \cdot d \cdot \frac{t_2}{2} \tag{E2-6}$$

Versagensmechanismus j (Herleitung siehe Bild E2-7 und Gleichung (E2-4) bzw. Anlage 6, Versagensmechanismus e):

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \tag{E2-7}$$

Versagensmechanismus k (Herleitung siehe Anlage 6, Versagensmechanismus f, Gleichung (25)):

$$F_{v,Rk} = \sqrt{2 \cdot M \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \quad (\text{E2-8})$$

E2.4 Johansen-Gleichungen für Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dicken Stahlblechen

In Stahlblech-Holz-Verbindungen mit genügend dicken Stahlblechen wirkt das Stahlblech als Einspannung für den Stift. Die Lochleibungsfestigkeit des Stahlblechs ist wesentlich höher als diejenige für Holz oder Holzwerkstoffe und wird für die Herleitung der Johansen-Gleichungen als unendlich angenommen. Dadurch treten die plastischen Gelenke bei den Versagensmechanismen mit Fließgelenken in der Scherfuge zwischen Stahlblech und Holz auf. Ab einer Stahlblechdicke von mindestens dem Durchmesser des Verbindungsmittels kann von einem Auftreten plastischer Gelenke in der Scherfuge Holz-Stahlblech ausgegangen werden. Die Herleitungen für Stahlblech-Holz-Verbindungen sind analog den Herleitungen für Holz-Holz-Verbindungen; mögliche Versagensmechanismen nach Johansen für Stahlblech-Holz-Verbindungen sind in Bild E2-9 gezeigt.

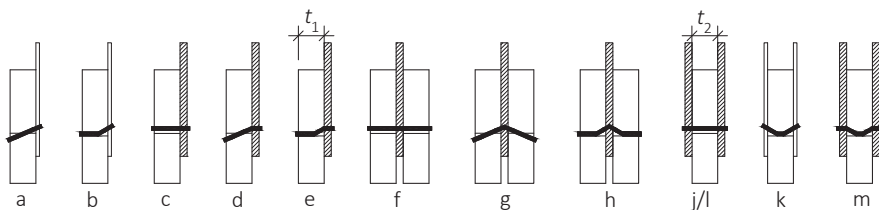


Bild E2-9 Mögliche Versagensarten einer Stahlblech-Holz-Verbindung.

Die Herleitung wird exemplarisch für die Versagensfälle d und e einer einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung gezeigt.

Versagensmechanismus d

Bei einem Versagen nach Modus d, Bild E2-9 und Bild E2-10, wird im Holzbauteil die Lochleibungsfestigkeit erreicht und in der Scherfuge bildet sich ein Fließgelenk aus.

Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^A = 0$ ergibt:

$$M_{y,k} + f_{h,1,k} \cdot d \cdot a_1 \cdot \left(b_1 + a_1 + \frac{a_1}{2} \right) - f_{h,1,k} \cdot d \cdot (b_1 + a_1) \cdot \left(\frac{b_1 + a_1}{2} \right) = 0$$

Einsetzen von $a_1 = (t_1 - b_1)/2$ und umformen ergibt:

$$b_1^2 + 2 \cdot t_1 \cdot b_1 - t_1^2 - \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} = 0$$

Daraus folgt:

$$b_1 = t_1 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right]$$

Außerdem gilt für das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ für den Stift im Holzbauteil:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1$$

Einsetzen von b_1 ergibt:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \quad (E2-9)$$

Gleichung (E2-9) findet sich in der Gleichung für den Versagensfall d einer Stahlblech-Holz-Verbindung im EC 5 wieder, dort mit dem Seileffekt ergänzt, jedoch fälschlicherweise ohne Vorfaktor, der die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl und Holz berücksichtigt.

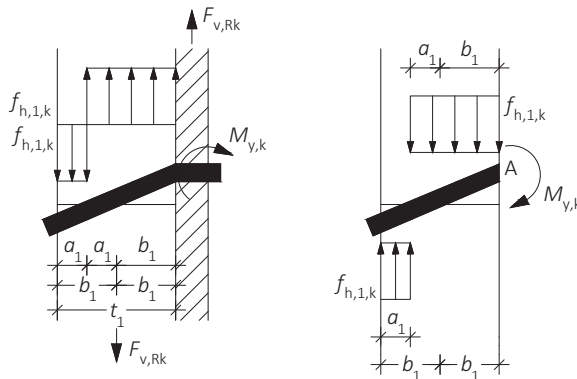


Bild E2-10 Versagensmechanismus d. Rechts: freigeschnittenes Verbindungsmittel.

Versagensmechanismus e

Bei einem Versagen nach Modus e, Bild E2-9 und Bild E2-11, wird im Holzbauteil die Lochleibungsfestigkeit erreicht, und es bilden sich zwei Fließgelenke aus. Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^A = 0$ ergibt:

$$2 \cdot M_{y,k} - f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 \cdot \frac{b_1}{2} = 0$$

Auflösen nach b_1 ergibt:

$$b_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}}$$

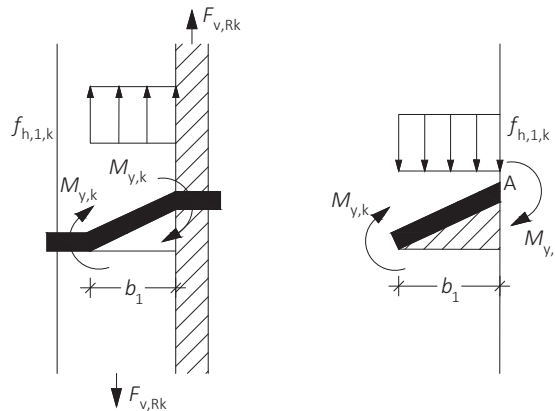


Bild E2-11 Versagensmechanismus e. Rechts: freigeschnittenes Verbindungsmittel.

Außerdem gilt für das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ für den Stift im Holzbauteil:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1$$

Einsetzen von b_1 ergibt:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}} = 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (\text{E2-10})$$

Gleichung (E2-10) findet sich in der Gleichung für den Versagensfall e einer Stahlblech-Holz-Verbindung im EC 5 wieder, dort mit dem Seileffekt und mit dem Vorfaktor 1,15 ($2 \cdot 1,15 = 2,3$) ergänzt.

E2.5 Johansen-Gleichungen für Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dünnen Stahlblechen

Außenliegende dünne Stahlbleche können eine Einspannung des Stiftes im Stahlblech und damit das Auftreten plastischer Gelenke in den Scherfugen nicht gewährleisten. Daher wurden die entsprechenden Gleichungen unter der Annahme einer gelenkigen Lagerung der Stifte in den Stahlblechen abgeleitet. Ein Stahlblech ist dann als dünn anzusehen, wenn die Stahlblechdicke nicht größer als der halbe Stiftdurchmesser d ist. Besteht bei **zweischnittigen Verbindungen** das Mittelteil aus einem dünnen Stahlblech, gelten dieselben Gleichungen wie für den Fall des dicken Stahlblechs. Aufgrund der Verbindungsgeometrie kann das Verbindungsmittel im Bereich des Stahlblechs ein plastisches Gelenk bilden. Voraussetzung ist allerdings eine ausreichende Tragfähigkeit des Stahlblechs. Liegt die Dicke des Stahlblechs zwischen $0,5 \cdot d$ und d , darf die Tragfähigkeit der Verbindung aus einer linearen Interpolation zwischen den Tragfähigkeitswerten für dünne bzw. dicke Stahlbleche ermittelt werden. Alle Versagensmöglichkeiten einer Stahlblech-Holz-Verbindung sind in Bild E2-9 gezeigt. Für den Versagensfall a, Bild E2-9 und Bild E2-12, Lochleibungsversagen des Holzes ohne Fließgelenk im Stift, wird die Traglast nach Johansen hier exemplarisch hergeleitet.

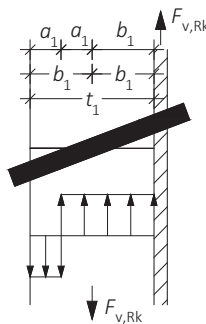


Bild E2-12 Versagensmechanismus a einer einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Stahlblech.

In der Scherfuge ist das Moment = 0:

$$f_{h,1,k} \cdot d \cdot a_1 \cdot \left(b_1 + a_1 + \frac{a_1}{2} \right) - f_{h,1,k} \cdot d \cdot (b_1 + a_1) \cdot \left(\frac{b_1 + a_1}{2} \right) = 0$$

Einsetzen von $a_1 = (t_1 - b_1)/2$ und umformen ergibt:

$$b_1^2 + 2 \cdot t_1 \cdot b_1 - t_1^2 = 0$$

Daraus folgt:

$$b_1 = t_1 \cdot (\sqrt{2} - 1) = 0,4 \cdot t_1$$

Außerdem gilt für das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ des Stiftes im Holzbauteil:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1$$

Einsetzen von b_1 ergibt:

$$F_{v,Rk} = 0,4 \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1 \quad (\text{E2-11})$$

Gleichung (E2-11) entspricht der Gleichung für den Versagensfall a einer Stahlblech-Holz-Verbindung im EC 5.

E2.6 Seileffekt (Einhängeeffekt)

Die Gleichungen nach Johansen gelten für Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten stiftförmigen Verbindungsmitteln, in denen Versagen durch Lochleibung im Holz bzw. Holzwerkstoff oder eine Kombination von Lochleibungsversagen und plastischen Gelenken in den Stiften auftreten. Für die Herleitung der Gleichungen wird angenommen, dass keine Normalkräfte in den Stiften auftreten. Für Verbindungsmittel, die Normalkräfte übertragen können, ist das allerdings nicht zutreffend. Bei allen Versagensmechanismen, bei denen es zu einer Schrägstellung der Verbindungsmittel kommt, treten Normalkräfte in den Stiften auf, die zu teils beträchtlichen Laststeigerungen im Vergleich zu den reinen Johansen-Fällen führen können. Glattschaftige Verbindungsmittel wie Stabdübel oder glattschaftige Nägel können im Gegensatz zu Verbindungsmitteln mit Gewinde oder mit Muttern und Unterlegscheiben (Bolzen) nur geringe Normalkräfte aufnehmen. Bild E2-13 zeigt beispielhaft das Versagen einer Nagelverbindung. Man erkennt deutlich, dass die Spitze des Nagels aus dem Holz herausgezogen worden ist. Bild E2-14 zeigt denselben Versagensmechanismus bei einer Vollgewindeschraube. Hier ist kein Herausziehen der Schraubenspitze zu erkennen.



Bild E2-13 Der Nagel wird aus dem Holz herausgezogen.

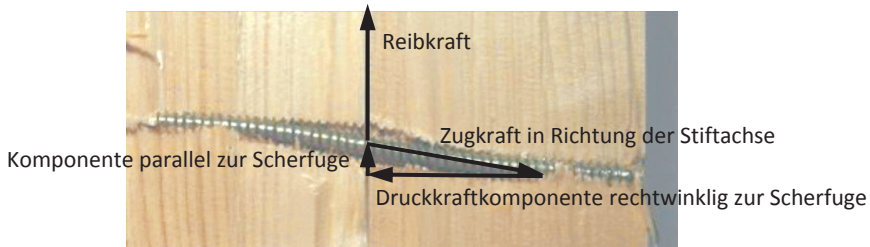


Bild E2-14 Die Schraubenspitze wird nicht aus dem Holz gezogen.

Durch die Verankerung entsteht im Verbindungsmittel eine Zugkraft in Richtung der Stiftachse. In Bild E2-14 ist das entstehende Kräftedreieck bei der aktuellen Verschiebung der Verbindung eingezeichnet. Die entstehende Zugkraft kann in zwei Komponenten parallel und rechtwinklig zur Scherfuge zerlegt werden. Durch die Druckkraftkomponente auf die Fuge entsteht eine Reibkraft zwischen den beiden Hölzern, die sich positiv auf die Tragfähigkeit der Verbindung auswirkt. Wie im Folgenden erläutert, wird die Komponente parallel zur Scherfuge vernachlässigt.

Auch ohne plastische Verformung der Verbindungsmittel kommt es bei Kontakt der Holzoberflächen durch die auftretenden Druckkräfte zu Reibung und somit zu einem Seileffekt. Bejtka und Blaß (2002) haben die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des Seileffekts, ausgehend von einer unter dem Winkel α eingedrehten Schraube, hergeleitet. In der hier gezeigten Herleitung des Seileffektes wird in der Tat von einem **unverformten Zustand** ausgegangen. Im verformten Zustand, also bei zusätzlicher Schrägstellung des Verbindungsmittels durch große Verformungen der Verbindung, sind die tatsächlichen Tragfähigkeiten höher, da sich dann über die Reibung zwischen Verbindungsmittelschaft und umgebendem Holz zusätzliche Normalkräfte entlang der Stiftachse ausbilden können und dadurch wie in Bild E2-14 gezeigt eine Komponente parallel zur Scherfuge entstehen kann. Diese zusätzlichen axialen Zugkräfte in den Verbindungsmitteln können sich allerdings erst bei einer beträchtlichen Schrägstellung des Verbindungsmittels und damit erst ab einer großen Verformung der Verbindung einstellen. Da eine solche notwendige große Verformung der Verbindung in der Praxis nicht gewährleistet ist, werden diese zusätzlichen, in der Stiftachse wirkenden Normalkräfte nicht berücksichtigt.

Ein weiterer wichtiger Hinweis gilt der Tatsache, dass sich die Reibungskräfte nur bei einer Druckbeanspruchung rechtwinklig zur Fuge (siehe Kraftkomponenten H1 und H2 in Bild E2-15) ausbilden können. Als logische Folge darf der Seileffekt bei auf Abscheren beanspruchten Verbindungen, die auch eine planmäßige Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Fuge aufweisen, nicht angesetzt werden. Ein Beispiel für eine auf Zug und Abscheren beanspruchte Verbindung ist der Anschluss einer Zugdiagonalen an den Gurt eines Fachwerkträgers.

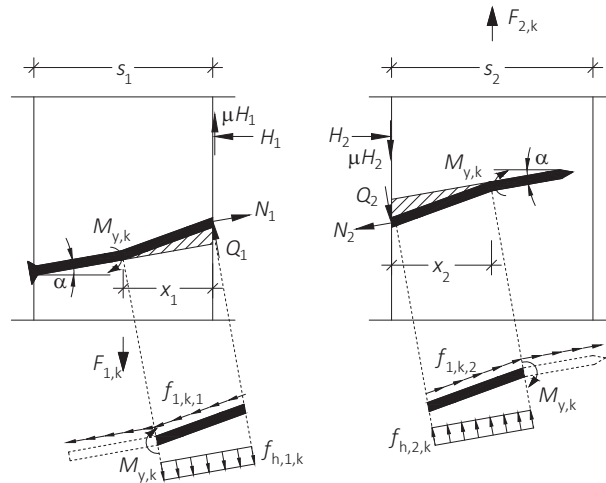


Bild E2-15 Kräftegleichgewicht für eine Holz-Holz-Verbindung mit geneigt angeordneten Vollgewindeschrauben für den Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge.

$f_{1,k,1}$ und $f_{1,k,2}$ sind die charakteristischen Werte des Ausziehparameters im Bauteil 1 und 2.

Das Moment in der Fuge ist:

$$M_1 = M_{y,k} - \frac{f_{h,1,k} \cdot d \cdot x_1^2}{2 \cdot \cos^2 \alpha} \quad \text{und} \quad M_2 = -M_{y,k} + \frac{f_{h,2,k} \cdot d \cdot x_2^2}{2 \cdot \cos^2 \alpha}$$

Mit $M_1 = M_2$ und $f_{h,2,k} = \beta \cdot f_{h,1,k}$ folgt:

$$x_1^2 + \beta \cdot x_2^2 = \frac{4 \cdot M_{y,k} \cdot \cos^2 \alpha}{d \cdot f_{h,1,k}} \quad (\text{E2-12})$$

Kräftegleichgewicht $\Sigma V = \Sigma H = 0$ in der Fuge:

$$F_{1,k} = Q_1 \cdot \cos \alpha + N_1 \cdot \sin \alpha + \mu \cdot H_1 \quad (\text{E2-13})$$

$$F_{2,k} = Q_2 \cdot \cos \alpha + N_2 \cdot \sin \alpha + \mu \cdot H_2 \quad (\text{E2-14})$$

$$H_1 = -Q_1 \cdot \sin \alpha + N_1 \cdot \cos \alpha \quad (\text{E2-15})$$

$$H_2 = -Q_2 \cdot \sin \alpha + N_2 \cdot \cos \alpha \quad (\text{E2-16})$$

mit:

$$Q_1 = \frac{f_{h,1,k} \cdot d \cdot x_1}{\cos \alpha} \quad (\text{E2-17})$$

$$Q_2 = \frac{f_{h,2,k} \cdot d \cdot x_2}{\cos \alpha} \quad (\text{E2-18})$$

$$N_1 = \frac{f_{1,k,1} \cdot d \cdot s_1}{\cos \alpha} \quad (\text{E2-19})$$

$$N_2 = \frac{f_{1,k,2} \cdot d \cdot s_2}{\cos \alpha} \quad (\text{E2-20})$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (E2-15), (E2-17) und (E2-19) in Gleichung (E2-13) erhält man:

$$F_{1,k} = f_{1,k,1} \cdot d \cdot s_1 \cdot (\mu + \tan \alpha) + f_{h,1,k} \cdot d \cdot x_1 \cdot (1 - \mu \cdot \tan \alpha) \quad (\text{E2-21})$$

Ebenso erhält man durch Einsetzen der Gleichungen (E2-16), (E2-18) und (E2-20) in Gleichung (E2-14):

$$F_{2,k} = f_{1,k,2} \cdot d \cdot s_2 \cdot (\mu + \tan \alpha) + f_{h,2,k} \cdot d \cdot x_2 \cdot (1 - \mu \cdot \tan \alpha) \quad (\text{E2-22})$$

Die Kräftegleichgewichte $F_{1,k} = F_{2,k}$ und $f_{h,2,k} = b \cdot f_{h,1,k}$ ergeben:

$$\frac{(f_{1,k,1} \cdot s_1 - f_{1,k,2} \cdot s_2) \cdot (\mu + \tan \alpha)}{f_{h,1,k} \cdot (1 - \mu \cdot \tan \alpha)} = \beta \cdot x_2 - x_1 \quad (\text{E2-23})$$

Gleichungen (E2-12) und (E2-23) ergeben:

$$x_1 = \frac{(f_{1,k,2} \cdot s_2 - f_{1,k,1} \cdot s_1) \cdot (\mu + \tan \alpha)}{f_{h,1,k} \cdot (1 - \mu \cdot \tan \alpha) \cdot (1 + \beta)} + \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta} \cdot \frac{2 \cdot M_{y,k} \cdot \cos^2 \alpha}{f_{h,1,k} \cdot d} - \frac{(\tan \alpha + \mu)^2 \cdot (f_{1,k,1} \cdot s_1 - f_{1,k,2} \cdot s_2)^2}{2 \cdot f_{h,1,k}^2 \cdot (1 + \beta) \cdot (1 - \mu \cdot \tan \alpha)^2}} \quad (\text{E2-24})$$

Aufgrund des Kräftegleichgewichts $F_{1,k} = F_{2,k}$ sind auch die Horizontalkräfte H_1 und H_2 in der Fuge gleich groß: $-(E2-15) = (E2-16)$ mit Gleichungen (E2-17) bis (E2-20):

$$\frac{f_{1,k,1} \cdot s_1 - f_{1,k,2} \cdot s_2}{f_{h,1,k} \cdot \tan \alpha} = x_1 - \beta \cdot x_2 \quad (E2-25)$$

Gleichsetzen der Gleichungen (E2-23) und (E2-25):

$$\frac{(f_{1,k,1} \cdot s_1 - f_{1,k,2} \cdot s_2)}{f_{h,1,k} \cdot \tan \alpha} = \frac{(f_{1,k,1} \cdot s_1 - f_{1,k,2} \cdot s_2) \cdot (\mu + \tan \alpha)}{f_{h,1,k} \cdot (1 - \mu \cdot \tan \alpha)} \quad (E2-26)$$

Gleichung (E2-26) hat nur dann eine Lösung, wenn $f_{1,k,1} \cdot s_1 = f_{1,k,2} \cdot s_2$, denn ansonsten wäre die Lösung $-1 = \tan^2 \alpha$. Das bedeutet, dass die Schraubenzugkraft in Bauteil 1 und 2 gleich groß sein muss. Somit wird die geringere Tragfähigkeit auf Herausziehen maßgebend. Für $f_{1,k,1} \cdot s_1 = f_{1,k,2} \cdot s_2$ kann Gleichung (E2-24) angepasst werden:

$$x_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot M_{y,k} \cdot \cos^2 \alpha}{f_{h,1,k} \cdot d}} \quad (E2-27)$$

Nun wird x_1 aus der vereinfachten Gleichung (E2-27) in die Gleichung (E2-21) eingesetzt:

$$F_{1,k} = f_{1,k,1} \cdot d \cdot s_1 \cdot (\mu + \tan \alpha) + (1 - \mu \cdot \tan \alpha) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot \cos^2 \alpha} \quad (E2-28)$$

Die Tragfähigkeit $F_{v,Rk}$ für Holz-Holz-Verbindungen mit unter einem Winkel α eingedrehten Vollgewindeschrauben (bzw. mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, die axiale Zugkräfte aufnehmen können und die unter einem Winkel α eingebracht sind) für den Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge beträgt dann:

$$F_{v,Rk} = F_{ax,Rk} \cdot (\mu + \tan \alpha) + (1 - \mu \cdot \tan \alpha) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot \cos^2 \alpha} \quad (E2-29)$$

Mit der Ausziehtragfähigkeit $F_{ax,Rk}$ und den Einbindelängen s_1 bzw. s_2 in Bauteil 1 und 2:

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{\cos \alpha} \cdot f_{1,k,1} \cdot d \cdot s_1 \\ \frac{1}{\cos \alpha} \cdot f_{1,k,2} \cdot d \cdot s_2 \end{array} \right. \quad (E2-30)$$

Häufig sind die Verbindungsmittel rechtwinklig zur Faserrichtung mit $\alpha = 0^\circ$ eingebracht, und Gleichung (E2-29) vereinfacht sich dann wie folgt:

$$F_{v,Rk} = F_{ax,Rk} \cdot \mu + \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (\text{E2-31})$$

Gleichung (E2-31) setzt sich nun aus dem Johansen-Anteil der Tragfähigkeit, siehe auch Gleichung (E2-8), und dem Ausdruck für den Seileffekt $\mu F_{ax,Rk}$ zusammen. Die Tragfähigkeit nach Johansen erhöht sich demzufolge durch den Seileffekt um $\mu F_{ax,Rk}$. Im EC 5 wird für den Reibungskoeffizient $\mu = 0,25 = \frac{1}{4}$ angenommen.

E2.7 Literatur

B.O. Hilson, Originalbeitrag C3, STEP 1995.

Aune P. und Patton-Mallory M. (1986). Lateral load-bearing capacity of nailed joints based on the yield theory - theoretical development and experimental verification. Forest Products Laboratory, Research Papers FPL 469 & 470.

Bejtka I. und Blaß H.J. (2002). Joints with inclined screws. Paper 35-7-4, CIB-W18 Meeting 35, Kyoto.

Hilson B.O., Whale L.R.J. und Smith I. (1990). Characteristic properties of nailed and bolted joints under short-term lateral load. Part 5 - Appraisal of current design data in BS5268:Part 2:1984 Structural Use of Timber. Journal of the Institute of Wood Science 11(6):208-212.

Johansen K.W. (1949). Theory of timber connections. International Association of Bridge and Structural Engineering. Publication No. 9:249-262. Bern.

Möller T. (1951). En ny metod för beräkning av spikförband. Report No 117, Chalmers University of Technology.

Rodd P.D., Anderson C., Whale L.R.J. und Smith I. (1987). Characteristic properties of nailed and bolted joints under short term lateral load. Part 2 - Embedment test apparatus for wood and wood-based sheet materials. Journal of the Institute of Wood Science 11(2):60-64.

E3 Nagel- und Klammerverbindungen

Originalbeiträge: B.O. Hilson

Nägeln sind die häufigsten Verbindungsmittel in Holzkonstruktionen. Sie sind in verschiedenen Längen, Durchmessern und Oberflächenausbildungen erhältlich. Nagelverbindungen sind einfach herstellbar und zeigen generell duktilen Verhalten, was zu einer ausgeglichenen Lastverteilung in Nagelgruppen führt. Zusätzlich wird durch das duktile Verhalten bei zyklischen Einwirkungen wie etwa Erdbeben Energie dissipiert, was sich günstig auf das Tragverhalten des Bauwerks auswirkt. Der gebräuchlichste Nageltyp ist der glattschaftige Nagel mit kreisförmigem Querschnitt, der aus einem Draht mit einer Mindestzugfestigkeit von 600 N/mm^2 hergestellt wird. Die Durchmesser liegen standardmäßig in einem Bereich zwischen 2 mm und 8 mm. Die Nägel können blank oder gegen Korrosion z. B. durch Galvanisieren geschützt sein. Der Nagelkopf ist in der Regel flach und kreisförmig mit einem Durchmesser von etwa dem doppelten Nagelschaftdurchmesser. Einige Nageltypen sind jedoch mit kleineren Nagelköpfen versehen, um sie bündig mit der Holzoberfläche eintreiben zu können. In einigen Ländern werden auch Nägel mit quadratischem Querschnitt eingesetzt. Nägel können von Hand oder mit Druckluftnägeln eingetrieben werden.

Das Tragverhalten eines Nagels sowohl bei Beanspruchung rechtwinklig zur Nagelachse als auch in Schaftrichtung (Herausziehen) kann durch Modifizierung der Nageloberfläche verbessert werden. Eine Möglichkeit besteht darin, die Oberfläche von glattschaftigen runden Nägeln durch Aufwalzen von Rillen oder Gewinden zu verformen. Eine andere Möglichkeit ist das schraubenförmige Verdrehen von Nägeln mit quadratischem Querschnitt. Dieser Prozess verändert nicht nur die Nageloberfläche, sondern härtet auch den Stahl und erhöht somit die Fließgrenze. Feuerverzinken, Ätzen, Beschichten mit Harz oder Kunststoffen sind weitere Möglichkeiten zur Verbesserung des Tragverhaltens.

Klammern sind den Nägeln sehr ähnliche Verbindungsmittel und ihr Tragverhalten unterscheidet sich deshalb kaum. Allerdings müssen vor allem zwei Dinge beachtet werden. Zum einen ist die für Klammern verwendete Stahlgüte meist wesentlich höher als bei Nägeln, was sich im Fließmoment bemerkbar macht, und zum anderen ist der Winkel zwischen Klammerrücken und Faserrichtung des Holzes zu beachten. Nägel und Klammern sind in Bild E3-1 dargestellt. Hintergründe, Bemessungsgleichungen bei Beanspruchung auf Abscheren und ihre Herleitungen sind den Beiträgen E1 und E2 zu entnehmen. Eine Nagelverbindung muss aus mindestens 2 Nägeln bestehen.

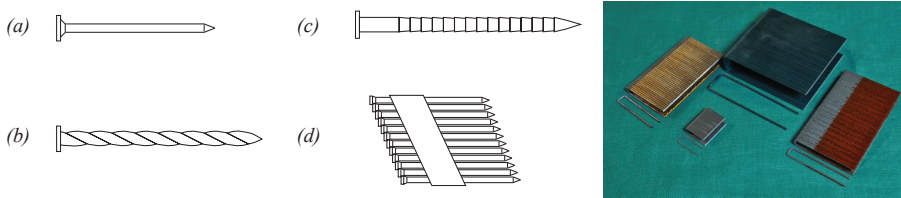


Bild E3-1 Links: Nagelformen. (a) runder, glattschaftiger Drahtnagel, (b) Schraubnagel, (c) Rillennagel, (d) Nagelmagazin für maschinelle Nagelung. (STEP 1995 Beitrag C1) Rechts: Klammern.

E3.1 Vorbohren

Werden Nägel in Holz hoher Rohdichte eingetrieben, besteht die Gefahr des Aufspaltens. Hölzer müssen daher mit etwa 80% des Nageldurchmessers vorgebohrt werden, wenn die Hölzer entweder eine charakteristische Rohdichte ab 500 kg/m^3 haben oder der Nageldurchmesser größer als 6 mm ist. Vorbohren hat drei wesentliche Vorteile:

- die Lochleibungsfestigkeit und damit die Tragfähigkeit auf Abscheren wird erhöht,
- die Nagelabstände und Randabstände können verringert und somit kompaktere Verbindungen hergestellt werden,
- unter Belastung treten geringere Verschiebungen in den Verbindungen auf.

Ein weiterer wichtiger Faktor ist die Dicke der zu verbindenden Holzteile, da die Spaltgefahr mit abnehmender Holzdicke zunimmt. Deshalb legt EC 5 zusammen mit dem NA (NDP zu 8.3.1.2) neben der Rohdichte auch Anforderungen an die Mindestholzdicke fest.

E3.2 Nagelabstände

Nägel müssen in ausreichenden Abständen von den Hirnholzenden, den Holzrändern und untereinander angeordnet werden, um Aufspalten zu verhindern. Bild E1-9 zeigt die Definition der verschiedenen Abstände. Das Hirnholzende wird als beansprucht bezeichnet, wenn die durch den Nagel übertragene Kraft eine Komponente in Richtung des Hirnholzendes aufweist. Ansonsten wird das Hirnholzende als unbeanspruchtes angesehen. Die Endabstände am beanspruchten Hirnholzende müssen wegen der erhöhten Spaltgefahr größer sein als am unbeanspruchten. In gleicher Weise können die Ränder beansprucht oder unbeanspruchtes sein. Die Mindestnagelabstände nach EC 5 basieren auf langjähriger Erfahrung und sind in Tabelle E3-1 für Holz-Holz-Verbindungen angegeben. Die Werte für Mindestnagelabstände unterscheiden sich von Holzart zu Holzart und hängen prinzipiell von der Spaltgefahr, der Scherfestigkeit und der Rohdichte des Holzes und vom Nageldurchmesser ab. Vorbohren verringert die Tendenz zum Aufspalten erheblich und ermöglicht daher wesentlich engere Abstände.

Tabelle E3-1 Mindestnagelabstände, d = Nageldurchmesser in mm, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung. Siehe auch EC 5:2010 Tabelle 8.2.

Abstände	Mindestabstände		
	ohne Vorbohrung		mit Vorbohrung
	$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
Abstand a_1 (in Faserrichtung)	$d < 5 \text{ mm}$: $(5 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(5 + 7 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(7 + 8 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$
Abstand a_2 (rechtwinklig zur Faserrichtung)	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$(3 + \sin \alpha) \cdot d$
Abstand $a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnholzende)	$(10 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(15 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(7 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
Abstand $a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirnholzende)	$10 \cdot d$	$15 \cdot d$	$7 \cdot d$
Abstand $a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	$d < 5 \text{ mm}$: $(5 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(5 + 5 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm}$: $(7 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(7 + 5 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm}$: $(3 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(3 + 4 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
Abstand $a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$

Für Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen und für Stahlblech-Holz-Verbindungen dürfen engere Nagelabstände als für Holz-Holz-Verbindungen angenommen werden. Dies liegt an der im Allgemeinen geringeren Spaltgefahr im Holz bedingt durch die Bewehrungswirkung der aufgenagelten Holzwerkstoffe oder Stahlbleche. Ferner werden die Nägel in solchen Verbindungen in der Regel einschnittig verwendet, so dass sie das Bauteil aus Holz nicht voll durchdringen. Dadurch wird die Gefahr des Aufspaltens in diesem Teil weiter reduziert. Diese günstig wirkenden Randbedingungen wurden durch Versuche mit Nägeln bestätigt. Ein besonders zu beachtendes Problem bei der Verwendung von Holzwerkstoffplatten auf der Seite der Nagelspitze sind Abplatzungen auf der Unterseite (Austritt des Nagels), die die Tragfähigkeit der Verbindung stark vermindern können. EC 5 erlaubt für Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen eine Reduzierung der in Tabelle E3-1 angegebenen Mindestnagelabstände um 15%. Die Randabstände dürfen nicht abgemindert werden. Für Sperrholz gelten besondere Mindestrandabstände; für den unbeanspruchten Rand $3 \cdot d$ und für den beanspruchten Rand $(3 + 4 |\sin \alpha|) \cdot d$. Ähnliche Modifizierungen

gen werden für Stahlblech-Holz-Verbindungen vorgeschlagen, wobei der empfohlene Abminderungsfaktor für die Mindestabstände untereinander 0,7 beträgt. Parallel zur Faser (also ins Hirnholz) eingeschlagene Nägel werden als nicht tragend angesehen. Davon gibt es zwar laut EC 5 bei Einhaltung bestimmter Bedingungen Ausnahmen, dieser Passus wird jedoch im NA als ungültig erklärt.

E3.3 Lochleibungsfestigkeit

EC 5 empfiehlt für Holz-Holz-Nagelverbindungen folgende charakteristische Werte der Lochleibungsfestigkeit für Nageldurchmesser bis 8 mm unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung.

Holz (Vollholz, BSH) und Furnierschichtholz (LVL):

nicht vorgebohrt:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \quad (\text{E3-1})$$

vorgebohrt:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \quad (\text{E3-2})$$

wobei ρ_k die charakteristische Rohdichte in kg/m^3 und d der Nageldurchmesser in mm ist.

Für Holzwerkstoff-Holz-Nagelverbindungen werden in EC 5 und im NA weitere Gleichungen zur Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit von Holzwerkstoffplatten gegeben (Sperholz, harte Holzfasernplatten, Spanplatten, OSB-Platten, Gipsplatten und zementgebundene Spanplatten, Gleichungen siehe auch Abschnitt E12.1).

Die Gleichungen für die charakteristischen Werte der Lochleibungsfestigkeit basieren auf Regressionsanalysen und wurden durch eine große Anzahl von Lochleibungsversuchen, die einen weiten Bereich der Holzrohden, Holzarten und Nageldurchmesser erfassen, abgeleitet. Eine Darstellung der Herleitung von Gleichungen (E3-1) und (E3-2) ist in Whale et al. (1989) dargestellt.

E3.4 Fließmoment

EC 5 enthält Gleichungen für das charakteristische Fließmoment $M_{y,k}$ (in Nmm) für glattschaftige Nägel, die aus Draht mit einer Mindestzugfestigkeit von 600 N/mm^2 hergestellt worden sind.

Für glattschaftige Nägel mit rundem Querschnitt gilt

$$M_{y,k} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} \quad (\text{E3-3})$$

und für Nägel mit quadratischem Querschnitt

$$M_{y,k} = 0,45 \cdot f_u \cdot d^{2,6} \quad (\text{E3-4})$$

wobei f_u die Drahtzugfestigkeit in N/mm^2 und d der Nageldurchmesser in mm ist (bei quadratischen Nägeln die Seitenlänge).

Analog den Gleichungen (E3-1) und (E3-2) zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit beruhen auch Gleichungen (E3-3) und (E3-4) auf Regressionsanalysen zahlreicher Versuchsergebnisse. Der Exponent 2,6 beruht auf Beobachtungen von Werner und Siebert (1991), die feststellten, dass die Nagelfließspannung mit steigendem Durchmesser abnimmt.

Andere Nageltypen müssen in Übereinstimmung mit EN 409 "Prüfverfahren - Bestimmung des Fließmomentes von stiftförmigen Verbindungsmitteln" geprüft werden, um zutreffende Werte für $M_{y,k}$ zu ermitteln. Diese Werte für $M_{y,k}$ sind den Leistungserklärungen (Declaration of Performance (DOP), siehe Beitrag A1) der einzelnen Nageltypen zu entnehmen.

E3.5 Verformungen in Nagelverbindungen

Nagelverbindungen werden wie Verbindungen mit anderen mechanischen Verbindungsmitteln unter Belastung verformt. Dies ist in Bild E3-2 anhand eines typischen Last-Verformungsdiagrammes eines Druckscherversuchs mit einer zweischnittigen genagelten Verbindung dargestellt.

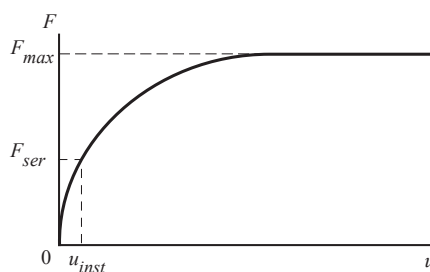


Bild E3-2 Typisches Last-Verformungsdiagramm einer Nagelverbindung. F_{max} ist die Größtlast, F_{ser} die Gebrauchslast und u_{inst} die elastische Anfangsverschiebung. (STEP 1995 Beitrag C4)

Die elastische Anfangsverformung, die unter Gebrauchslast F_{ser} auftritt, kann mit Hilfe des Anfangsverschiebungsmoduls K_{ser} nach EC 5 abgeschätzt werden. Dabei gilt:

Holz nicht vorgebohrt:

$$K_{\text{ser}} = \frac{d^{0,8} \cdot \rho_m^{1,5}}{30} \quad (\text{E3-5})$$

Holz vorgebohrt:

$$K_{\text{ser}} = \frac{d \cdot \rho_m^{1,5}}{23} \quad (\text{E3-6})$$

Hierin ist ρ_m die mittlere Rohdichte in kg/m^3 , d der Durchmesser in mm und K_{ser} in N/mm.

Daraus folgt:

$$u_{\text{inst}} = \frac{F_{\text{ser}}}{K_{\text{ser}}} \quad (\text{E3-7})$$

Infolge Kriechens wird die Endverformung in Nagelverbindungen größer sein als die elastische Anfangsverformung. Sie kann abgeschätzt werden aus (siehe auch Beitrag F1):

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{inst}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) \quad (\text{E3-8})$$

Gleichungen (E3-5) und (E3-6) gelten für Holz-Holz-Verbindungen. Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen sollte der ermittelte Wert verdoppelt werden. Dies führt zu Verschiebungen, die nur die Hälfte derjenigen von Holz-Holz-Verbindungen betragen. Bei unterschiedlichen mittleren Rohdichten der zu verbindenden Bauteile wird das geometrische Mittel für ρ_m verwendet, um K_{ser} zu ermitteln.

Die Verformungen in den Verbindungen stellen häufig einen signifikanten Anteil an den Gesamtverformungen einer genagelten Holzkonstruktion unter Gebrauchslast dar und sollten daher rechnerisch zusätzlich zu den elastischen Verkürzungen oder Verlängerungen der Einzelstäbe berücksichtigt werden. In einem genagelten Fachwerkträger überschreitet der Durchbiegungsanteil infolge Nachgiebigkeit der Verbindungen oftmals denjenigen infolge elastischer Verlängerung und Verkürzung der Fachwerkstäbe. In genagelten, zusammengesetzten Biegeträgern kann die technische Biegelehre nicht angewendet werden. Spannungen und Durchbiegungen müssen unter Berücksichtigung der Verschiebungen z. B. zwischen Gurt und Steg eines genagelten I-Querschnittes berechnet werden. Dies kann mit Hilfe der in Beitrag D7 beschriebenen Rechenverfahren geschehen. Die Nachgiebigkeit beeinflusst auch das Momenten-Verdrehungs-Verhalten von Verbindungen mit aufgenagelten Sperrholzplatten in Rahmenkonstruktionen.

E3.6 In Schaftrichtung beanspruchte Nägel – Herausziehen

Die Tragfähigkeit in Schaftrichtung beanspruchter glattschaftiger Nägel (Bild E3-3) ist gering und das Langzeitverhalten ist ungünstig. Daher dürfen keine glattschaftigen, sondern nur profilierte Nägel für ständige oder lang andauernde Einwirkungen in Schaftrichtung verwendet werden. Der höchste Auszieh Widerstand wird erreicht, wenn Nägel rechtwinklig oder schräg zur Faserrichtung eingeschlagen werden. Faserparallel angeordnete Nägel weisen in der Regel eine vernachlässigbare Tragfähigkeit auf Herausziehen auf und sind für die Übertragung von Kräften in Schaftrichtung ungeeignet. Darüber hinaus reduzieren Feuchteänderungen im Holz den Auszieh Widerstand von glattschaftigen Nägeln.

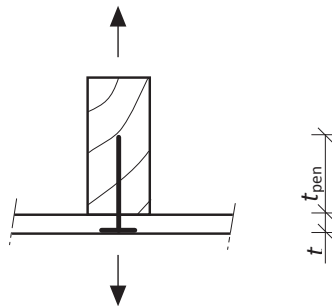


Bild E3-3 Axialbeanspruchung eines rechtwinklig zur Faserrichtung angeordneten Nagels. (STEP 1995 Beitrag C5)

Neben einem Zugversagen des Nagels sind folgende mögliche Versagensursachen für die in Bild E3-3 gezeigte genagelte Verbindung zu berücksichtigen:

- Herausziehen des Nagels aus dem Holzteil mit der Nagelspitze (Ausziehparameter $f_{ax,k}$),
- Kopfdurchziehen durch das Plattenmaterial (Kopfdurchziehparameter $f_{head,k}$).

Im NA wird der Einsatz von glattschaftigen Nägeln genauer geregelt. So dürfen glattschaftige Nägel in vorgebohrten Löchern nicht auf Herausziehen beansprucht werden. Der NA definiert weiterhin Tragfähigkeitsklassen für Nägel, anhand derer die zur Ermittlung des Auszieh Widerstandes nötigen Parameter $f_{ax,k}$ (Ausziehparameter) und $f_{head,k}$ (Kopfdurchziehparameter) ermittelt werden können. Es gilt, dass glattschaftige und profilierte Nägel der Tragfähigkeitsklasse 1 mit 60% des Auszieh Widerstandes angesetzt werden dürfen, wenn sie in Koppelpfettenanschlüssen in Dächern mit höchstens 30% Neigung dauernd auf Herausziehen beansprucht werden. Die experimentelle Bestimmung der Parameter und Grenzwerte für eine Einteilung der Nageltypen in Tragfähigkeitsklassen ist in E DIN 20000-6:2012 (Entwurf) festgelegt.

Andere Faktoren, die den Auszieh Widerstand von Nägeln beeinflussen, sind die Rohdichte des Holzes, in das der Nagel eingeschlagen wird und die Oberflächenbeschaffenheit des Nagels. Zementbeschichtete oder feuerverzinkte Nägel, Rillen- und Schraubnägel und gedrehte Nägel mit quadratischem Querschnitt verhalten sich unter Ausziehbeanspruchung besser als unbeschichtete oder galvanisierte glattschaftige Nägel. Ein weiterer Vorteil von Rillen- und Schraubnägeln liegt darin, dass ihr Auszieh Widerstand kaum durch Holzfeuchteänderungen beeinflusst wird.

Empirische Gleichungen für den Auszieh Widerstand wurden für eine Anzahl von Kombinationen entwickelt. Für Nägel sollte als charakteristischer Wert des Auszieh Widerstandes $F_{ax,Rk}$ der kleinste der folgenden Werte angenommen werden:

Für Nägel mit anderem als glatten Schaft:

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \\ f_{head,k} \cdot d_h^2 \end{cases} \quad (E3-9)$$

Für glattschaftige Nägel:

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \\ f_{ax,k} \cdot d \cdot t + f_{head,k} \cdot d_h^2 \end{cases} \quad (E3-10)$$

Hierin sind d = Durchmesser und d_h = Kopfdurchmesser des Nagels, t = Dicke des Bauteils auf der Nagelkopfseite und t_{pen} = Eindringtiefe (penetration) auf der Seite der Nagelspitze. Der charakteristische Wert des Ausziehparameters $f_{ax,k}$ und des Kopfdurchziehparameters $f_{head,k}$ sind Funktionen der charakteristischen Rohdichte des verwendeten Holzes und sind im NA bzw. in den Leistungserklärungen der Nagelhersteller angegeben.

Im EC 5 sind weiterhin Mindestwerte für die Eindringtiefe t_{pen} gegeben. Darüber hinaus darf bei der Berücksichtigung des Seileffekts für auf Abscheren beanspruchte Nägel nicht der gesamte Auszieh Widerstand berücksichtigt werden, sondern nur bestimmte Anteile der Tragfähigkeit nach der Johansen-Theorie: höchstens 15% bei glattschaftigen, runden Nägeln und 25% bei glattschaftigen, quadratischen Nägeln. Bei anderen als glattschaftigen Nägeln liegt die Grenze bei 50% der Tragfähigkeit nach der Johansen-Theorie.

E3.7 Wirksame Nagelanzahl

Die Tragfähigkeit einer Reihe von n Nägeln in Faserrichtung des Holzes muss auf eine wirksame Anzahl n_{ef} abgemindert werden, wenn die Nägel rechtwinklig zur Faserrichtung nicht mindestens um $1 \cdot d$ gegeneinander versetzt angeordnet sind (siehe auch Beitrag E13 zu n_{ef}). Eine solche versetzte Anordnung ist in der Praxis jedoch oft der Fall, weshalb

n_{ef} für Nagelverbindungen meist nicht relevant ist. Darüber hinaus ist die Notwendigkeit von n_{ef} für Nagel- und vor allem für Klammerverbindungen umstritten; in der DIN 1052 musste für Nagel- und Klammerverbindungen keine Abminderung der tatsächlichen Anzahl n angesetzt werden.

In EC 5 gilt die folgende Gleichung mit k_{ef} aus Tabelle E3-2:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \quad (\text{E3-11})$$

Tabelle E3-2 Werte für k_{ef} , Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Nagelabstand	k_{ef}	
	nicht vorgebohrt	vorgebohrt
$a_1 \geq 14 \cdot d$	1,0	1,0
$a_1 = 10 \cdot d$	0,85	0,85
$a_1 = 7 \cdot d$	0,7	0,7
$a_1 = 4 \cdot d$	-	0,5

E3.8 Kombinierte Beanspruchungen

Bei gleichzeitiger Beanspruchung eines Nagels auf Abscheren $F_{v,Ed}$ und Herausziehen $F_{ax,Ed}$ werden beide Belastungsanteile überlagert. Bei glattschaftigen Nägeln gilt eine lineare Interaktion. Nach NA darf jedoch für glattschaftige Nägel bei Koppelpfettenanschlüssen die folgende, weniger konservative Gleichung angesetzt werden:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^{1,5} + \left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^{1,5} \leq 1 \quad (\text{E3-12})$$

Für andere als glattschaftige Nägel gilt eine quadratische Überlagerung beider Belastungsanteile.

E3.9 Klammern

Klammern sind den Nägeln sehr ähnliche Verbindungsmittel und ihr Tragverhalten unterscheidet sich deshalb kaum. Allerdings müssen vor allem zwei Dinge beachtet werden. Zum einen ist die für Klammern verwendete Stahlgüte meist wesentlich höher als bei Nägeln (Mindestzugfestigkeit des Stahls für Klammern von 800 N/mm^2), was sich im Fließmoment bemerkbar macht, und zum anderen ist der Winkel zwischen Klammerrücken und Faserrichtung des Holzes zu beachten. Grundsätzlich gilt, dass die Tragfähigkeit von Klammerverbindungen als diejenige zweier Nägel mit gleichem Durchmesser angenommen werden darf, falls der Winkel zwischen Klammerrücken und Faserrichtung mindestens 30° beträgt. Bei einem Winkel unter 30° soll die Tragfähigkeit auf Abscheren auf 70% abgemindert werden. Eine Klammerverbindung muss aus mindestens zwei Klammern bestehen und die Einbindetiefe muss mindestens $14 \cdot d$ betragen.

Das charakteristische Fließmoment beträgt (EC 5/A2:2014):

$$M_{y,Rk} = 150 \cdot d^3 \quad (\text{E3-13})$$

Es gelten andere Mindestabstände als bei Nägeln, diese sind in EC 5 angegeben. Eine wirksame Anzahl von Klammern muss nicht angesetzt werden: $n_{ef} = n$.

E3.10 Literatur

B.O. Hilson, Originalbeiträge C4, C5, STEP 1995.

Werner H., und Siebert W. (1991). Neue Untersuchungen mit Nägeln für den Holzbau. Holz als Roh- und Werkstoff 49:191-198.

Whale L.R.J., Smith I. und Hilson B.O. (1989). Characteristic properties of nailed and bolted joints under short term lateral load. Part 4 - The influence of testing mode and fastener diameter upon embedment test data. Journal of the Institute of Wood Science 11(5):156-161.

E4 Bolzen- und Stabdübelverbindungen

Originalbeiträge: J. Ehlbeck, H. Werner

Stabdübel sind schlanke, zylindrische Stifte aus Stahl mit glatter oder auch leicht gerillter Oberfläche. Ein Stabdübel besitzt laut Definition einen Durchmesser von mindestens 6 mm und höchstens 30 mm; die Durchmessertoleranz wurde auf $-0,1/+0,5$ mm festgelegt. Löcher für Stabdübel sind mit dem Nenndurchmesser vorzubohren. Die Löcher in (innen liegenden) Stahlblechen bei Stahlblech-Holz-Verbindungen dürfen 1 mm größer als der Stabdübeldurchmesser gebohrt werden, wobei die zusätzlichen Verformungen berücksichtigt werden müssen. Bolzen sind ebenfalls stiftförmige Verbindungsmittel aus Stahl, die mit Kopf und Mutter versehen sind. Sie werden in Bohrlöcher eingebracht und danach derart angezogen, dass die Holz- oder Stahlteile eng aneinanderliegen. Erforderlichenfalls sind die Bolzen nachzuziehen, wenn das Holz seine Ausgleichsfeuchte erreicht hat. Die Bohrlöcher dürfen bis zu 1 mm größer als der Bolzendurchmesser sein. Bei Passbolzenverbindungen wird der Bolzen in ein Loch eingetrieben, dessen Durchmesser dem des Bolzens entspricht. Zu jedem Bolzen gehören beidseitig Unterlegscheiben, deren Seitenlängen oder Durchmesser mindestens $3 \cdot d$ und deren Dicke mindestens $0,3 \cdot d$ (d ist der Bolzendurchmesser) betragen sollen. Die Unterlegscheiben sollen eine volle Kontaktfläche zum Holz besitzen.

Stabdübelverbindungen haben sich zur Übertragung von großen Kräften als sehr geeignet erwiesen. Diese wirtschaftliche Verbindungsart lässt sich außerdem leicht herstellen. In Stabdübelanschlüssen ist es jedoch notwendig, mindestens einen Stabdübel durch einen Passbolzen zu ersetzen, um damit den Zusammenhalt der Verbindung zu gewährleisten bzw. dem Entstehen einer klaffenden Fuge zwischen den einzelnen Bauteilen der Verbindung entgegen zu wirken. Stabdübelverbindungen sind im Vergleich zu normalen Bolzenverbindungen steif. Daher sollten Bolzenverbindungen überall dort vermieden werden, wo es auf gute Formbeständigkeit und hohe Steifigkeit der Konstruktion ankommt. Passbolzenverbindungen hingegen weisen wie Stabdübelverbindungen keine übergroßen Bohrlöcher auf und sind dementsprechend steif und formbeständig wie Stabdübelverbindungen. Bolzen- und Stabdübelverbindungen können als reine Holz-Holz-Verbindung, aber auch als Holzwerkstoff-Holz-Verbindung oder Stahlblech-Holz-Verbindung ausgeführt werden.

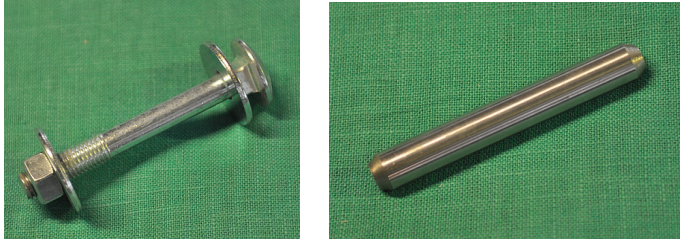


Bild E4-1 Links: Bolzen. Rechts: Stabdübel.

Stabdübel und Bolzen sind in Bild E4-1 abgebildet. Hintergründe, Bemessungsgleichungen bei Beanspruchung auf Abscheren und ihre Herleitungen sind den Beiträgen E1 und E2 zu entnehmen. Im NA ist festgelegt, dass eine tragende Bolzen- oder Stabdübelverbindung mindestens vier Scherflächen und mindestens zwei Verbindungsmittel besitzen sollte. Falls nur ein Verbindungsmittel verwendet wird, so darf die Tragfähigkeit nur zur Hälfte in Rechnung gestellt werden. Auch gilt, dass bei außenliegenden Stahlblechen keine Stabdübel, sondern Passbolzen verwendet werden müssen.

E4.1 Verbindungsmittelabstände

Ebenso wie Nägel müssen Stabdübel und Bolzen in ausreichenden Abständen von den Hirnholzenden, den Holzrändern und untereinander angeordnet werden, um Aufspalten zu verhindern. Kleine Verbindungsmittelabstände untereinander und von den Rändern führen zu einem frühzeitigen Versagen der Hölzer durch spröde Versagensarten wie Aufspalten. Bild E1-9 zeigt die Definition der verschiedenen Abstände. Die Mindestabstände von Bolzen und Stabdübeln sind insbesondere wegen der Größe der Unterlegscheiben unterschiedlich. Die Regelungen zu den Mindestabständen für Bolzen und Stabdübel sind komplex, da der Endabstand $a_{3,c}$ zum unbeanspruchten Hirnholzende von der Größe des Winkels α zwischen Kraft und Faserrichtung abhängt. Der Endabstand darf bei kleinem Winkel α verringert werden. Die Mindestabstände für Bolzen sind in Tabelle E4-1 und die für Stabdübel in Tabelle E4-2 angegeben.

Tabelle E4-1 Mindestabstände von Bolzen, d = Bolzendurchmesser in mm, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung. Siehe auch EC 5:2010 Tabelle 8.4.

Abstände	Winkel	Mindestabstände
Abstand a_1 (in Faserrichtung)	-	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$
Abstand a_2 (rechtwinklig zur Faserrichtung)	-	$4 \cdot d$
Abstand $a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnholzen- de)	-	$\max(7 \cdot d; 80 \text{ mm})$
Abstand $a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirnhol- zende)	$\alpha < 30^\circ$ $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$4 \cdot d$ $(1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
Abstand $a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	-	$\max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
Abstand $a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	-	$3 \cdot d$

Tabelle E4-2 Mindestabstände von Stabdübel, d = Stabdübeldurchmesser in mm, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung. Siehe auch EC 5/A2:2014 Tabelle 8.5.

Abstände	Winkel	Mindestabstände
Abstand a_1 (in Faserrichtung)	-	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
Abstand a_2 (rechtwinklig zur Faserrichtung)	-	$3 \cdot d$
Abstand $a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnhol- zende)	-	$\max(7 \cdot d; 80 \text{ mm})$
Abstand $a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirn- holzende)	$\alpha < 30^\circ$ $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(3.5 \cdot d; 40 \text{ mm})$ $a_{3,t} \cdot \sin \alpha$
Abstand $a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	-	$\max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
Abstand $a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	-	$3 \cdot d$

E4.2 Lochleibungsfestigkeit

Für Bolzen und Stabdübel bis zu einem Durchmesser von 30 mm beträgt die charakteristische Lochleibungsfestigkeit $f_{h,0,k}$ des Holzes bei Beanspruchung in Faserrichtung (in N/mm^2):

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (\text{E4-1})$$

wobei ρ_k die charakteristische Rohdichte in kg/m^3 und d der Stiftdurchmesser in mm ist.

Gleichung (E4-1) entspricht Gleichung (E3-2) für vorgebohrte Nagelverbindungen. Im Gegensatz zu Nagelverbindungen muss bei Bolzen- und Stabdübelverbindungen jedoch der Einfluss des Kraft-Faserwinkels auf die Lochleibungsfestigkeit berücksichtigt werden, da bei großen Stiftdurchmessern die Lochleibungsfestigkeit mit zunehmendem Winkel zwischen Krafteinleitung und Faserrichtung abnimmt:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (E4-2)$$

Mit α = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung.

In Gleichung (E4-2) erkennt man die Hankinson-Gleichung (3) in Anlage 2 wieder, siehe auch Bild D1-5 und Gleichung (D1-1), die das Nachweisformat für eine Druckbeanspruchung unter einem Winkel zur Faserrichtung festlegen. Der Einfluss des Winkels α zwischen Kraft- und Faserrichtung auf die Lochleibungsfestigkeit ist in Bild E4-2 gezeigt. Die Verminderung der Lochleibungsfestigkeit bei zunehmendem Winkel α ist für Nadelhölzer deutlicher ausgeprägt als für Laubhölzer.

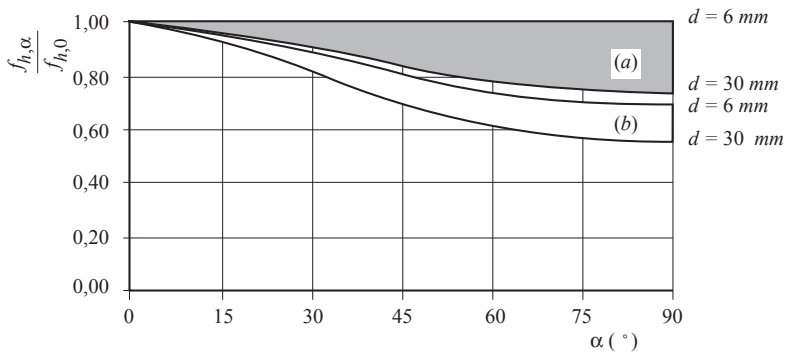


Bild E4-2 Verhältnis $f_{h,\alpha} / f_{h,0}$ in Abhängigkeit vom Winkel α zwischen Kraft- und Holzfaserrichtung; (a): Laubholz; (b): Nadelholz. (STEP 1995 Beitrag C6)

Ein dem Faktor k_{90} aus Gleichung (E4-2) ähnlicher Beiwert $k_{c,90}$ ist bereits aus Beitrag D1 bekannt (vgl. Gleichung (D1-4)). Dort wurden die Nachweise für eine Druckbeanspruchung unter einem Winkel zur Faserrichtung vorgestellt, und der Faktor $k_{c,90}$ wurde eingeführt, um die Art der Einwirkung, die Spaltgefahr und den Grad der Druckverformung zu berücksichtigen. Auch bei auf Abscheren beanspruchten Verbindungen treten unter dem Verbindungsmittel Druckkräfte auf. Der Faktor k_{90} ist in EC 5 wie folgt festgelegt:

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 \cdot d & \text{für Nadelhölzer} \\ 1,30 + 0,015 \cdot d & \text{für Furnierschichtholz (LVL)} \\ 0,09 + 0,015 \cdot d & \text{für Laubhölzer} \end{cases} \quad (E4-3)$$

Weitere Gleichungen zur Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit bei der Verwendung von Holzwerkstoffen (Sperrholz, OSB-Platten, Spanplatten) sind in EC 5 angegeben (Gleichungen siehe auch Abschnitt E12.1).

E4.3 Fließmoment der Verbindungsmittel

Für den charakteristischen Wert des Fließmomentes von runden Bolzen und Stabdübeln aus Stahl wird in EC 5 die folgende Beziehung angesetzt:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} \quad (E4-4)$$

wobei f_u die Zugfestigkeit des Verbindungsmittels ist.

Gleichung (E4-4) entspricht Gleichung (E3-3) für glattschaftige Nägel. Auch für Bolzen und Stabdübel erfolgt die Bestimmung des Fließmomentes im Allgemeinen nach EN 409.

E4.4 Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Das Trag- und Verformungsverhalten von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln lässt sich durch Last-Verschiebungsdiagramme darstellen. In Bild E4-3 sind idealisierte Last-Verschiebungskurven von Bolzen- und Stabdübelverbindungen mit etwa gleichen Tragfähigkeiten angegeben. Dabei bedeutet $F_{max,est}$ die geschätzte Höchstlast.

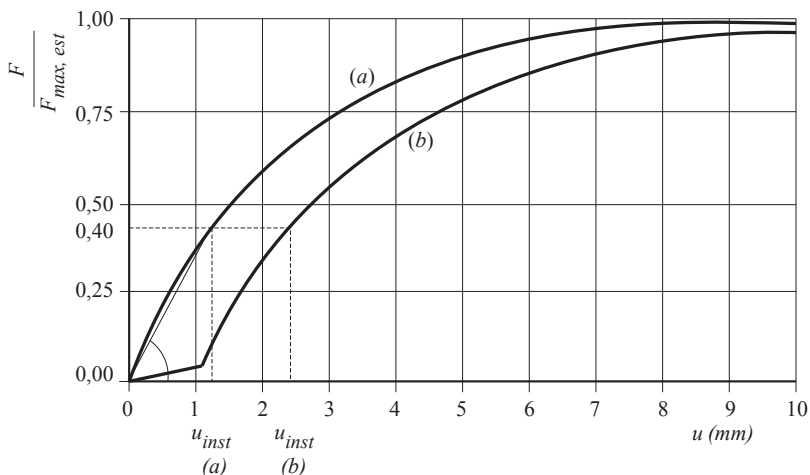


Bild E4-3 Idealisierte Last-Verschiebungskurven einer (a) Stabdübel- und (b) Bolzenverbindung. (STEP 1995 Beitrag C7)

Der aus der gekrümmten Kurve abgeleitete Verschiebungsmodul K_{ser} ist eine charakteristische Größe der gesamten Verbindung. Auf der Grundlage von vielen Versuchsergebnissen gibt EC 5 für Bolzen- und Stabdübelverbindungen vereinfacht einen Verschiebungsmodul K_{ser} pro Verbindungsmittel und Scherfläche bei Gebrauchslast wie folgt an:

$$K_{\text{ser}} = \frac{d \cdot \rho_m^{1,5}}{23} \quad (\text{E4-5})$$

Mit K_{ser} in Nmm, ρ_m in kg/m^3 und d in mm.

Bei Bolzenverbindungen mit Lochspiel muss das Lochspiel zu den Verschiebungen addiert werden (siehe Bild E4-3 Kurve (b)). Besitzen die zwei zu verbindenden Bauteile unterschiedliche mittlere Rohdichten, dann soll für ρ_m das geometrische Mittel eingesetzt werden:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad (\text{E4-6})$$

Gleichung (E4-5) gilt für Holz-Holz-Verbindungen. Für Stahlblech-Holz-Verbindungen ist der mit Gleichung (E4-5) ermittelte Wert für K_{ser} mit dem Faktor 2,0 zu multiplizieren.

Damit gilt nun analog zu den Nagelverbindungen:

$$u_{\text{inst}} = \frac{F_{\text{ser}}}{K_{\text{ser}}} \quad (\text{E4-7})$$

Die Endverschiebung kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{inst}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) \quad (\text{E4-8})$$

E4.5 Beanspruchung auf Herausziehen

Stabdübel können nicht auf Herausziehen beansprucht werden, während der Anteil des Seileffektes bei Bolzenverbindungen bis zu 25% des Anteils nach der Johansen-Theorie angesetzt werden darf. Der Ausziehwiderstand errechnet sich aus dem Kleinstwert von Zugfestigkeit des Bolzens und Tragfähigkeit der Unterlegscheibe, die der Querdrucktragfähigkeit zwischen Unterlegscheibe und Holzoberfläche entspricht.

E4.6 Zusammenwirken mehrerer Verbindungsmittel in einer Reihe

Bei in Faserrichtung belasteten Verbindungen verteilt sich die zu übertragende Kraft ungleichmäßig auf die in Krafrichtung hintereinanderliegenden Verbindungsmittel (vor allem bei sprödem Versagen). Das bedeutet, dass die Tragfähigkeit einer Verbindung mit mehreren Verbindungsmitteln nicht gleich der Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Verbindungsmittel ist. Die Tragfähigkeit einer solchen Verbindung mit n Stabdübel oder Bolzen wird mit einer wirksamen Anzahl n_{ef} berechnet:

$$n_{\text{ef}} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{array} \right. \quad (\text{E4-9})$$

Gleichung (E4-9) basiert auf umfangreichen experimentellen Ergebnissen. Sofern kein vorzeitiges Aufspalten des Holzes eintritt und plastische Verformungen möglich sind, dann können die Kräfte zwischen den einzelnen Verbindungsmitteln umverteilt werden wie dies beispielsweise für Verbindungen der Fall ist, die rechtwinklig zur Faserrichtung auf Druck beansprucht werden. In einem solchen Fall gilt $n_{\text{ef}} = n$. Für Stabdübelverbindungen gilt laut NA noch eine weitere Regel zur Ermittlung der wirksamen Anzahl der Verbindungsmittel. Bei biegesteifen Verbindungen mit mehreren Stabdübelkreisen gilt $n_{\text{ef}} = 0,85 \cdot n$. Weitere Informationen und Hintergründe zur wirksamen Anzahl von Verbindungsmitteln findet man im Beitrag E13.

E4.7 Literatur

J. Ehlbeck, H. Werner, Originalbeiträge C6, C7, STEP 1995.

E5 Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben

Originalbeitrag: J. Ehlbeck, W. Ehrhardt

Die Entwicklung von Holzschrauben hat im letzten Jahrzehnt große Fortschritte gemacht. Inzwischen werden im Holzbau überwiegend selbstbohrende Holzschrauben verwendet, die, je nach Zulassung und abhängig von der Holzrohddichte, bis zu einem Durchmesser von 14 mm ohne Vorbohren eingesetzt werden können. Falls vorgebohrt wird, entspricht der Bohrdurchmesser etwa dem Gewindeinnendurchmesser. Selbstbohrende Holzschrauben weisen unterschiedliche Durchmesser auf, wobei der Schaftdurchmesser meist kleiner als der Gewindeaußendurchmesser und größer als der Gewindeinnendurchmesser (= Kerndurchmesser) ist. Der Nenndurchmesser einer selbstbohrenden Holzschraube ist in der Regel der Gewindeaußendurchmesser. Selbstbohrende Holzschrauben sind in außerordentlich großer Vielfalt erhältlich (Bild E5-1): Teilgewindeschrauben mit glattem Schaftbereich, Vollgewindeschrauben, unterschiedliche Schraubenköpfe und Gewinde oder Stahlsorten.

Holzschraubenverbindungen eignen sich besonders für Anschlüsse von Stahlblechen, Stahlteilen und von Holzwerkstoffplatten an Holz, können aber auch für reine Holz-Holzverbindungen eingesetzt werden. Dabei werden die Verbindungen vorwiegend einschnittig ausgebildet. Ein weiterer, wichtiger Einsatzbereich stellen Verstärkungen dar (Beiträge D8 und E12), in denen selbstbohrende Schrauben als Querzugverstärkungen in Queranschlüssen, Trägern mit Ausklinkungen, Durchbrüchen und in gekrümmten Trägern oder als Querdruckverstärkungen (siehe Abschnitt E5.3) eingesetzt werden. Bei Verstärkungen werden fast ausschließlich Vollgewindeschrauben verwendet, deren Verwendung explizit im NA geregelt ist.

Die europäische Produktnorm EN 14592 „Holzbauwerke – Stiftförmige Verbindungsmittel – Anforderungen“ regelt auch selbstbohrende Holzschrauben. Wegen der Schraubenvielfalt und der damit verbundenen unterschiedlichen Stahleigenschaften, Durchmesser und Gewinde ist eine Prüfung der Schrauben durch eine notifizierte Stelle erforderlich. Die Ergebnisse werden dann vom Hersteller als charakteristische Werte des Fließmoments, der Zugtragfähigkeit oder des Ausziehparameters deklariert (Leistungserklärung). Alternativ können die charakteristischen Werte zur Berechnung der Tragfähigkeit von Schraubenverbindungen auch in einer europäisch technischen Bewertung (ETA) angegeben werden (siehe auch Beitrag A1).

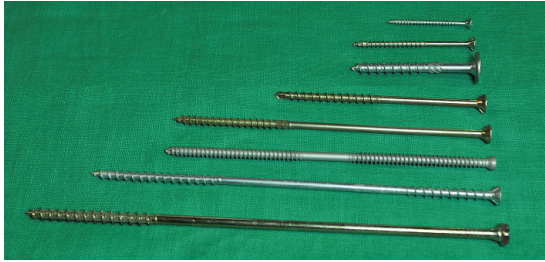


Bild E5-1 Typische selbstbohrende Holzschrauben.

Dies bedeutet, dass die zur Bemessung von Verbindungen benötigten Parameter wie Fließmoment $M_{y,k}$, Ausziehparameter $f_{ax,k}$ und der zur Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit notwendige Durchmesser d für moderne selbstbohrende Holzschrauben in europäischen technischen Bewertungen (ETA) geregelt sind bzw. vom Hersteller in Leistungserklärungen deklariert werden. Der Ingenieur muss daher die technischen Dokumentationen der verwendeten Schraubentypen (ETA oder Leistungserklärung) zu Rate ziehen.

Eine weitere wichtige Angabe in den ETAs betrifft die Bruchdrehmomente. Selbstbohrende Holzschrauben besitzen spezielle Antriebe (meist Torx), um die zum Eindrehen benötigten Drehmomente in die Schraube einleiten zu können. Diese Drehmomente dürfen aber nicht so groß sein, dass die Schrauben durch die eingeleiteten Torsionsmomente beschädigt werden. Das Verhältnis von Bruchdrehmoment zu Einschraubdrehmoment muss für die größte Schraubenlänge mindestens 1,5 betragen (siehe EN 14592:2009).

Hintergrundinformationen, Bemessungsgleichungen bei Beanspruchung auf Abscheren und ihre Herleitungen sind den Beiträgen E1 und E2 zu entnehmen. Der NA legt fest, dass eine Schraubenverbindung aus mindestens zwei Schrauben bestehen muss, außer bei der Befestigung von Schalungen, Latten, Windrispen, Sparren, Pfetten und dergleichen.

E5.1 Tragverhalten

Selbstbohrende Holzschrauben in Holzverbindungen können dank ihres Gewindes, das einen guten Verbund zwischen Verbindungsmittel und dem umgebenden Holz gewährleistet, sowie der hohen Stahlgüten hohe Kräfte in Richtung der Schraubenachse übertragen. Diese Tatsache kann der entwerfende Ingenieur ausnutzen. Mit selbstbohrenden Holzschrauben, die in Achsrichtung auf Herausziehen beansprucht werden, lassen oft wesentlich höhere Kräfte übertragen als bei einer Beanspruchung der Schrauben auf Abscheren. Holzschrauben können bei Beanspruchung auf Abscheren geringere Tragfähigkeiten aufweisen als Nägel oder Stabdübel gleichen Nenndurchmessers (und gleicher Zugfestigkeiten), da der Biege widerstand des Gewindeteils wegen des geringeren Kernquerschnittes wesentlich geringer ist. Bei Vollgewindeschrauben kann bei einer Bean-

spruchung auf Abscheren, bedingt durch den traglaststeigernden Einhängeeffekt, die Tragfähigkeit der Schraube allerdings größer sein als die eines entsprechenden Stabdübels gleichen Nenndurchmessers. Bei kleinen Verbindungsmitteldurchmessern (z. B. bei Nägeln) hat der Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung des Holzes kaum einen Einfluss auf die Lochleibungsfestigkeit und damit auf die Tragfähigkeit. Bei größeren Verbindungsmitteldurchmessern (z. B. bei Bolzen oder Stabdübeln) zeigt sich jedoch ein merklicher Einfluss auf die Lochleibungsfestigkeit der zu verbindenden Teile. Schraubenverbindungen mit $d < 6$ mm können daher grundsätzlich wie Nagelverbindungen bemessen werden, während bei $d \geq 6$ mm die mit zunehmendem Winkel α zwischen Kraft- und Holzfaserrichtung abnehmenden Lochleibungsfestigkeiten zu beachten sind. Die meisten ETAs für selbstbohrende Holzschrauben erlauben allerdings auch für Schrauben mit $d \geq 6$ mm, auf die Abminderung der Lochleibungsfestigkeit für $\alpha > 0^\circ$ zu verzichten.

E5.2 Bemessung von selbstbohrenden Schrauben

Die Regelungen des EC 5 zu Verbindungen mit Holzschrauben sind unübersichtlich und zum Teil veraltet. Die grundsätzlichen Regelungen für auf Abscheren beanspruchte Schrauben stammen z. B. noch aus der Zeit vor der Einführung moderner, selbstbohrender Holzschrauben und gelten nur für Teilgewindeschrauben, also Schrauben mit teilweise glattem Schaft, deren Gewindeaußendurchmesser gleich dem Durchmesser des glatten Schaftes ist. Da mit der Entwicklung von modernen Schrauben die Ausziehtragfähigkeit immer relevanter wurde, wurden für diese Beanspruchungsart unübersichtliche Regelungen in den EC 5 aufgenommen, die den jeweiligen Leistungserklärungen oder ETAs der Hersteller z. T. widersprechen, da diese oft bessere Werte für die jeweiligen Schrauben als der EC 5 liefern. Auch die Regelungen zu den Mindestabständen sollten besser den einzelnen ETAs und nicht dem EC 5 entnommen werden. Da als Traglastmodelle sowohl die Johansen-Fälle als auch der Einhängeeffekt für moderne selbstbohrende Teilgewinde- und Vollgewindeschrauben gelten (Beitrag E2), ist es am einfachsten, die für diese Traglastmodelle notwendigen Parameter wie Fließmoment, Lochleibungsfestigkeit oder Auszieh Widerstand direkt aus den ETAs bzw. den Leistungserklärungen der verwendeten Schrauben zu entnehmen, und die Gleichungen des EC 5 zu den Auszieh- oder Kopfdurchzieh Widerständen nicht zu verwenden. Durch die sehr hohe Tragfähigkeit in Schraubenachse darf der Anteil des Seileffektes bei Schrauben bis zu 100% des Anteiles nach der Johansen-Theorie in Rechnung gestellt werden. Die große Vielfalt an erhältlichen Schrauben (unterschiedliche Gewinde, Kopfformen, Stahlgüten, Gewindeinnendurchmesser, Außendurchmesser, etc.) wird auch in absehbarer Zeit dafür sorgen, dass die Widerstände, z. B. der Auszieh Widerstand, der einzelnen Schraubentypen in Versuchen festgelegt und folglich den technischen Bewertungsdokumenten entnommen werden müssen.

Auf Abscheren beanspruchte Schrauben

Je nach Art der Verbindung (z. B. ein- oder zweischnittige Holz-Holzverbindung) sind die Tragfähigkeiten mit dem in Beitrag E2 dargestellten Johansen-Modell mit Seileffekt zu ermitteln. Die notwendigen Werte wie Fließmoment, Ausziehparameter oder Mindestabstände sind den ETAs bzw. den Leistungserklärungen zu entnehmen. Wie in Abschnitt E5.1 bereits diskutiert, ist die Lochleibungsfestigkeit von Schrauben bis 6 mm Nenn-durchmesser mit den Gleichungen für (nicht vorgebohrte) Nägel (Gleichung (E3-1)) und diejenige für Schrauben mit $d > 6$ mm mit der Gleichung für Bolzen (Gleichungen (E4-1) und (E4-2)) zu ermitteln. Bei Anordnung von mehreren Schrauben hintereinander in Faserrichtung muss wegen der Gefahr des Aufspaltens eine wirksame Anzahl $n_{\text{ef}} < n$ angesetzt werden. Diese wirksame Anzahl ist wiederum mit den Gleichungen für Nägel (Schrauben bis 6 mm Nenn-durchmesser, Gleichung (E3-11)) bzw. derjenigen für Bolzen ($d > 6$ mm, Gleichung (E4-9)) zu berechnen.

Auf Herausziehen beanspruchte Schrauben

Holzschrauben eignen sich besonders für die Aufnahme größerer Ausziehkräfte. Deshalb werden Holzschrauben oft in Verbindungen mit einer geneigten oder gekreuzten Anordnung der Verbindungsmittel angeordnet. Durch eine geneigte Anordnung werden die Holzschrauben zweiachsig beansprucht; in der Schraubenlängsachse (auf Herausziehen) und auf Abscheren (Johansen-Theorie), wodurch wegen der hohen Tragfähigkeit in Schraubenlängsachse hochtragfähige Verbindungen ausgebildet werden können. Der weit überwiegende Lastanteil wird in diesem Fall in Schraubenlängsrichtung übertragen, da hier die Steifigkeit deutlich größer ist als bei einer Beanspruchung auf Abscheren. Die Tragfähigkeit auf Abscheren wird bei geneigt angeordneten Schrauben nicht angesetzt, da die Gleichungen zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit in EC 5 nur für rechtwinklig zur Faserrichtung angeordnete Verbindungsmittel gelten. Jedoch kann der Einfluss der Reibung in der Scherfuge bei der Bemessung berücksichtigt werden. Bei axial beanspruchten Schrauben darf nur die Einschraubtiefe des Gewindeteils in Rechnung gestellt werden. Es müssen die folgenden Versagensarten überprüft werden (der Abreißwiderstand des Kopfes muss größer sein als die Zugfestigkeit der Schraube):

- Ausziehversagen des Gewindeteils im Bauteil mit der Schraubenspitze (Parameter f_{ax}),
- Durchziehversagen des Schraubenkopfes oder Ausziehversagen des Gewindeteils im Bauteil mit dem Schraubenkopf (Parameter f_{head} bzw. f_{ax}),
- Zugversagen der Schraube (Zugfestigkeit f_{tens}),
- Knickversagen der Schraube bei Druckbelastung (siehe Abschnitt E5.3),
- Blockscherversagen (siehe Beitrag E13).

Die notwendigen Parameter wie auch die Mindestabstände untereinander, zum Hirnholzende und zu den Rändern sind in den technischen Bewertungsdokumenten angegeben. Die Mindesteinbindetiefe des Gewindes auf der Seite der Schraubenspitze sollte meist mindestens $6 \cdot d$ und der Einschraubwinkel zwischen Schraubenachse (Kraft) und Faserrichtung muss in der Regel mindestens 30° betragen. Es gibt auch ETAs, die Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung zwischen 0° und 90° ermöglichen.

Eine wirksame Schraubenanzahl n_{ef} ist ebenfalls zu berücksichtigen. Diese berücksichtigt die Tatsache, dass wegen eines möglichen spröden Versagens die Tragfähigkeit einer Gruppe von n Schrauben niedriger als die Summe der einzelnen Schraubentragfähigkeiten ist (N. B.: n_{ef} ist anzusetzen bei Schraubengruppen, die durch eine planmäßige Zugkraft in Schaftrichtung beansprucht sind, jedoch nicht für den Seileffekt):

$$n_{\text{ef}} = n^{0,9} \quad (\text{E5-1})$$

E5.3 Knicken bei Druckbelastung

Der Nachweis einer Schraubenverbindung bei Beanspruchung auf Druck wird aus dem Kleinstwert des Widerstandes gegen Eindrücken und gegen Knicken bestimmt. Dieser Nachweis wird z. B. beim Einsatz von Vollgewindeschrauben als Querdruckverstärkung geführt, wenn die Querdrucktragfähigkeit eines Auflagers erhöht werden soll, siehe Bild E5-2 links (Bejtka und Blaß, 2006). Bei gekreuzt angeordneten Schrauben ist ein Knicknachweis für die Druckschraube zu führen. Der Widerstand gegen Eindrücken kann mit dem Ausziehparameter $f_{\text{ax,k}}$ ermittelt werden, während der Knicknachweis nach EC 3 geführt wird. Der bezogene Schlankheitsgrad wird unter Berücksichtigung einer elastischen Bettung der Schraube im Holz bestimmt. Bild E5-2 rechts zeigt aufgetrennte Versuchskörper mit ausgeknickten Vollgewindeschrauben.



Bild E5-2 Links: Beispiel einer Querdruckverstärkung. Rechts: Aufgetrennte Versuchskörper mit geknickten Schrauben (Bejtka, 2005).

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit $F_{ax,Rd}$ in Richtung der Schraubenachse einer in ein Holzbauteil eingedrehten Schraube errechnet sich wie folgt:

$$F_{ax,Rd} = \min(f_{ax,d} \cdot d \cdot \ell_{ef}; \kappa_c \cdot N_{pl,d}) \quad (E5-2)$$

Der erste Term in Gleichung (E5-2) zeigt, dass der Widerstand einer Schraube gegen Eindrücken dem Widerstand gegen Herausziehen entspricht, da der Ausziehparameter $f_{ax,d}$ auch zur Ermittlung des Eindrückwiderstandes herangezogen wird.

Der Widerstand gegen Knicken nach EC 3 wird wie folgt ermittelt (Teilsicherheitsbeiwert ist hier $\gamma_{M1} = 1,1$ für Stahl im Knicknachweis):

$$\kappa_c = \begin{cases} 1 & \text{für } \bar{\lambda}_k \leq 0,2 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} & \text{für } \bar{\lambda}_k > 0,2 \end{cases} \quad (E5-3)$$

mit

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2 \right] \quad (E5-4)$$

und mit einem bezogenen Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} \quad (E5-5)$$

Hierin ist:

$$N_{pl,k} = \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} \cdot f_{y,k}$$

Charakteristische, plastische Normalkraft, bezogen auf den Gewindeinnendurchmesser

$f_{y,k}$

Charakteristische Streckgrenze der Schraube im Kernquerschnitt

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s}$$

Charakteristische, elastische Knicklast, abhängig von Gewindeinnendurchmesser, charakt. Rohdichte und der elastischen Bettung der Schraube im Holz

$$c_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k \cdot \left(\frac{90^\circ + \alpha}{180^\circ} \right) \quad \text{elastischer Bettungsparameter}$$

ρ_k

charakteristische Rohdichte des Holzes

$$E_s \cdot I_s = \frac{210\,000 \cdot \pi \cdot d_1^4}{64}$$

Biegesteifigkeit Gewindeinnendurchmesser

d_1

Gewindeinnendurchmesser der VGS

α

Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit $F_{90,Rd}$ eines querdruckverstärkten Auflagers beträgt damit:

$$F_{90,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \cdot F_{ax,Rd} + k_{c,90} \cdot \ell_{ef} \cdot b \cdot f_{c,90,d} \\ \ell_{ef,2} \cdot b \cdot f_{c,90,d} \end{array} \right. \quad (E5-6)$$

$k_{c,90}$ ist der Querdruckbeiwert, der bei einer Druckbelastung rechtwinklig zur Faserrichtung angesetzt wird, vgl. Gleichung (D1-4). Die wirksame Kontaktlänge ℓ_{ef} , die bei einer Druckbelastung rechtwinklig zur Faserrichtung zur Ermittlung der wirksamen Kontaktfläche angesetzt wird, kann ebenfalls Beitrag D1 entnommen werden.

Querdruckversagen kann jedoch nicht nur an der Unterkante des Holzbauteiles erfolgen, sondern auch auf Höhe der durch die Schraubenspitzen gebildeten Ebene. Der Querdrucknachweis in der Höhe der Schraubenspitze wird mit dem unteren Term von Gleichung (E5-6) geführt, wobei $A_{ef} = \ell_{ef,2} \cdot b$ die wirksame querdruckbeanspruchte Fläche in der Höhe der Schraubenspitzen ist. A_{ef} ist von der Art der Belastung (direkt oder indirekt), der Art der Lasteinleitung (einseitig oder beidseitig) und der daraus folgenden Lastausbreitung abhängig und wird in Bild E5-3 und Bild E5-4 erläutert. Umfangreiche Simulationen haben gezeigt, dass die Spannungsverteilung bei direkter Lasteinleitung ungefähr linear ist und sich $\ell_{ef,2}$ somit direkt aus der Gewindelänge ℓ_s ergibt (Bild E5-3). Bei einer indirekten Belastung hingegen zeigten Simulationen, dass sich eine exponentielle Spannungsverteilung ausbildet (Bild E5-4). Somit gelten bei einer indirekten Belastung die folgenden, aus Regressionen ermittelten Gleichungen (Bejtka und Blaß, 2006):

$$\begin{array}{ll} \text{einseitige Lasteinleitung:} & \ell_{ef} = \ell + 0,25 \cdot \ell_s \cdot e^{3,3 \cdot \frac{\ell_s}{h}} \\ \text{zweiseitige Lasteinleitung:} & \ell_{ef} = \ell + 0,58 \cdot \ell_s \cdot e^{3,6 \cdot \frac{\ell_s}{h}} \end{array} \quad (E5-7)$$

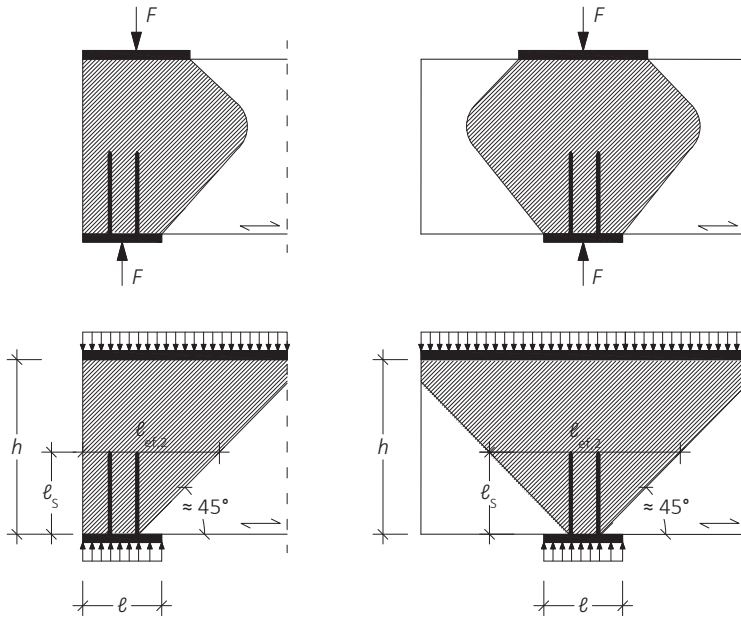


Bild E5-3 Oben: Lastverteilung bei direkter Lasteinleitung (Bejtka, 2005). Unten: wirksame Fläche in Höhe der Schraubenspitzen bei direkter Lasteinleitung (Bejtka und Blaß, 2006).

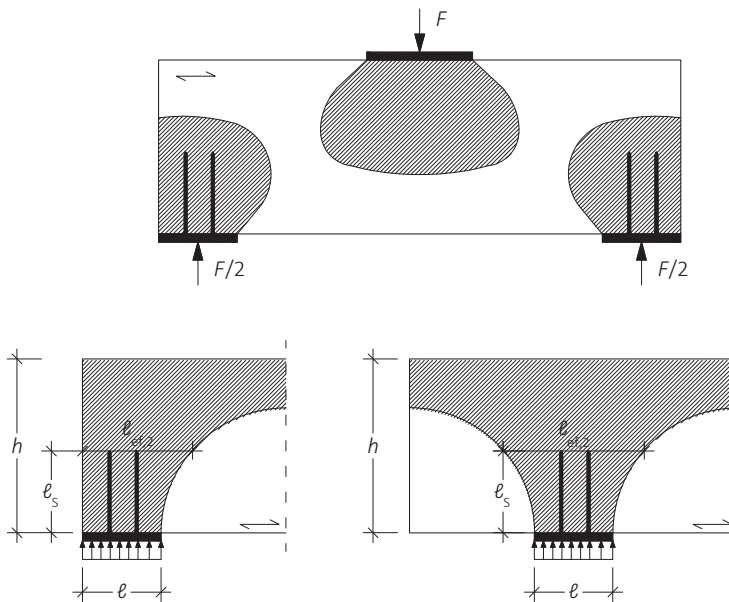


Bild E5-4 Oben: Lastverteilung bei indirekter Lasteinleitung (Bejtka, 2005) Unten: wirksame Fläche an der Schraubenspitze bei indirekter Lasteinleitung (Bejtka und Blaß, 2006).

E5.4 Steifigkeit einer Schraubenverbindung

Für auf Abscheren beanspruchte Schrauben können neben den Tragfähigkeitsnachweisen auch die Gleichungen zur Ermittlung von K_{ser} den Bestimmungen für Nägel (für Schrauben bis 6 mm (Gewindeaußendurchmesser) bzw. für Bolzen (für Schrauben ab 6 mm Durchmesser) entnommen werden. Für auf Herausziehen belastete Schrauben sind empirische Gleichungen zur Ermittlung von K_{ser} vielfach in den technischen Dokumentationen der unterschiedlichen Schrauben angegeben.

Als Beispiel sei hier gezeigt, wie die Steifigkeit parallel zur Fuge bei einer Verbindung mit gekreuzten Schrauben berechnet werden kann, wie sie in Bild E5-5 gezeigt ist. Bei Verbindungen mit gekreuzten Schrauben wird eine Schraube auf Hineindrücken und eine auf Herausziehen beansprucht.

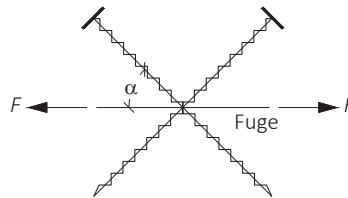


Bild E5-5 Um den Winkel α zur Fuge geneigt angeordnete Schrauben.

Die Steifigkeit der Verbindung in Fugenrichtung K_{ser} kann unter Vernachlässigung der Abscher- und Reibanteile aus den Steifigkeitsanteilen K_{ax} in Richtung der Schraubenachsen mit Hilfe des Verfahrens der virtuellen Kräfte ermittelt werden.

Normalkraft N in Schraubenachse durch Kraft F ($F/2$ pro Schraube):

$$N = \frac{F}{2 \cdot \cos \alpha} \quad (\text{E5-8})$$

Normalkraft in Schraubenachse durch virtuelle Kraft "1":

$$\bar{N} = \frac{1}{2 \cdot \cos \alpha} \quad (\text{E5-9})$$

Damit kann nun die Verformung w in Fugenrichtung für eine Seite der Fuge berechnet werden (für $n = 2$ Schrauben und mit der Annahme, dass die Normalkraft gleichmäßig über die Gewindelänge verteilt ist → Überlagerung zweier Rechtecke):

$$w = \sum_{n=1}^2 \frac{N \cdot \bar{N}}{K_{ax}} = \frac{N_1 \cdot \bar{N}_1}{K_{ax}} + \frac{N_2 \cdot \bar{N}_2}{K_{ax}} = 2 \cdot \frac{1}{K_{ax}} \cdot \frac{F}{2 \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{1}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{F}{2 \cdot K_{ax} \cdot \cos^2 \alpha} \quad (\text{E5-10})$$

Die Steifigkeit der Verbindung K_{ser} für jede Seite der Scherfuge ist also:

$$K_{ser,SF} = \frac{F}{w} = 2 \cdot K_{ax} \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{E5-11})$$

Daraus folgt für die Gesamtsteifigkeit bei gleichen Gewindelängen auf beiden Seiten der Fuge:

$$K_{ser} = K_{ax} \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{E5-12})$$

E5.5 Kombinierte Beanspruchung

Bei gleichzeitiger Beanspruchung von Holzschrauben auf Abscheren $F_{v,Ed}$ und Herausziehen $F_{ax,Ed}$ ist folgende Gleichung zu erfüllen:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{E5-13})$$

E5.6 Literatur

J. Ehlbeck, W. Ehrhardt, Originalbeitrag C8, STEP 1995.

Bejtka I. (2005). Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben. Dissertation. Universität Karlsruhe.

Bejtka I. und Blaß H.J. (2006). Self-tapping screws as reinforcement in beam supports. Paper 39-7-2, CIB-W18 Meeting 39, Florenz.

E6 Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart

Originalbeiträge: H.J. Blaß

Als Dübel besonderer Bauart gelten die sogenannten Einlass- und Einpressdübel. **Einlassdübel** wie in Bild E6-1 gezeigt werden sowohl in Holz-Holz- als auch in Stahlblech-Holz-Verbindungen, meist zusammen mit Bolzen, verwendet. Während zweiseitige Einlassdübel ausschließlich in Holz-Holz-Verbindungen verwendet werden können, eignen sich einseitige auch für die Verbindung von Holz mit Stahl. Einseitige Einlassdübel werden in Holz-Holz-Verbindungen verwendet, wenn z. B. die Dübel bereits vor der Montage eingebaut werden sollen oder wenn das Tragwerk mehrfach auf- und abgebaut werden soll. Einlassdübel gibt es in vielen verschiedenen Formen und Größen mit Durchmesser zwischen 60 und 260 mm. Sie sind immer kreisförmig, da sie in vorgefräste Vertiefungen im Holz eingelegt werden. Einlassdübel bestehen aus Aluminiumgusslegierungen, Stahl, Stahlguss oder Eichenholz. Die in Europa am meisten verwendeten Einlassdübel sind in EN 912 "Holzverbindungsmittel - Spezifikationen für Dübel besonderer Bauart für Holz" beschrieben. In EN 912 werden zweiseitige Einlassdübel aus Metall als Typ A und Ringdübel, einseitige Einlassdübel als Typ B und Scheibendübel und zweiseitige Einlassdübel aus Eichenholz als Typ D bezeichnet.

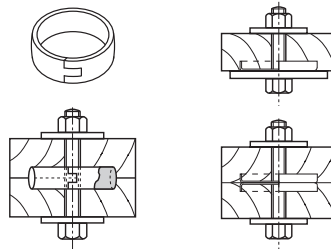


Bild E6-1 Verbindung mit zweiseitigen (links) und einseitigen Einlassdübeln (rechts). (STEP 1995 Beitrag C9)

Die Herstellung einer Verbindung mit Einlassdübeln erfordert mehrere Bearbeitungsschritte. Zunächst wird die Vertiefung für den Dübel gefräst, meist gleichzeitig mit dem Bohren des Bolzenlochs (siehe Bild E6-2 links). Danach werden die Dübel in die entsprechenden Vertiefungen gelegt und die zu verbindenden Holzteile zusammengefügt. Schließlich werden die Bolzen in die Löcher eingeschoben und die Muttern angezogen (siehe Bild E6-2 rechts). Falls keine Bolzen verwendet werden können, z. B. bei Dübeln auf der Oberseite hoher Brettschichtholzquerschnitte, können anstelle der Bolzen auch Holzschrauben verwendet werden.



Bild E6-2 Links: Bohren des Bolzenlochs und Fräsen der Vertiefung für den Dübel. Rechts: Zusammenbau einer Verbindung mit zweiseitigen Einlassdübeln (rechts). (STEP 1995 Beitrag C9)

Einpressdübel wie in Bild E6-3 gezeigt werden ähnlich wie Einlassdübel in Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen, meist zusammen mit Bolzen, verwendet. Während Einlassdübel in vorgefräste Vertiefungen im Holz eingelegt werden, werden Einpressdübel in die zu verbindenden Hölzer eingepresst. Um einen Spalt in der Grundplatte (bis zu 3 mm) der Einpressdübel zwischen den Hölzern zu vermeiden, können die Grundplatten auch in vorgefräste Vertiefungen im Holz eingelassen werden. Während zweiseitige Einpressdübel ausschließlich in Holz-Holz-Verbindungen verwendet werden können, eignen sich einseitige für die Verbindung von Holz mit Stahl. Analog den einseitigen Einlassdübeln werden einseitige Einpressdübel auch in Holz-Holz-Verbindungen verwendet, z. B. wenn die Dübel bereits vor der Montage eingebaut werden sollen oder wenn das Tragwerk mehrfach auf- und abgebaut werden soll. Wegen des Einpressens der Zähne in die Hölzer, das mit zunehmender Rohdichte immer schwieriger wird, können Einpressdübel nur in Hölzern mit einer charakteristischen Rohdichte von weniger als etwa 500 kg/m^3 eingebaut werden.

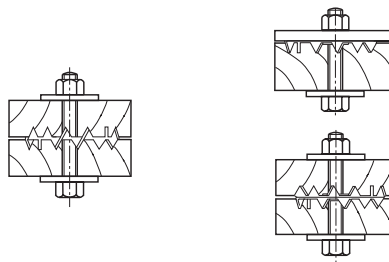


Bild E6-3 Verbindung mit zweiseitigen (links) und einseitigen Einpressdübeln (rechts). (STEP 1995 Beitrag C10)

Einpressdübel sind in vielen verschiedenen Formen und Größen verfügbar, mit Durchmessern zwischen 38 und 165 mm. Sie sind meist kreisförmig, es gibt jedoch auch quadratische und ovale Formen. Einpressdübel bestehen aus kaltverformtem Bandstahl, feuerverzinktem Stahl oder Temperguss. Die in Europa am meisten verwendeten Einpressdübel sind ebenfalls in EN 912 "Holzverbindungsmittel - Spezifikationen für Dübel besonderer Bauart für Holz" beschrieben. In EN 912 werden Einpressdübel als Typ C und Scheibendübel mit Zähnen bezeichnet.

Verbindungen mit Einpressdübeln werden ähnlich wie Bolzenverbindungen hergestellt. Zunächst werden die Löcher für die Bolzen gebohrt. Danach werden die Dübel zwischen die zu verbindenden Bauteile gelegt und diese zusammengepresst. Dabei werden die Zähne der Einpressdübel ins Holz eingedrückt. Da dieses Einpressen beträchtliche Kräfte erfordert, wird dazu entweder ein spezieller Bolzen hoher Festigkeit oder eine hydraulische Presse verwendet. Lediglich bei kleinen Dübeldurchmessern bis zu etwa 65 mm kann zum Einpressen der ohnehin für die Verbindung notwendige Bolzen benutzt werden. Um übermäßig große Eindrückungen rechtwinklig zur Faser zu vermeiden, sind beim Einpressen mit Bolzen besonders große Scheiben zur Lastverteilung zu verwenden. Nach dem Einpressen wird der endgültige Bolzen montiert und angezogen. Anstelle von Bolzen können wie bei Verbindungen mit Einlassdübeln auch Holzschrauben verwendet werden.

Für beide Dübeltypen gilt, dass Querschnittsschwächungen beim Nachweis der Holzbauteile berücksichtigt werden müssen. Der NA gibt hierfür für alle in Deutschland gebräuchlichen Dübeltypen sogenannte Dübelfehlflächen an (Dübeltypen C6 bis C9 sind in Deutschland nicht üblich).

E6.1 Tragverhalten

Bei zweiseitigen Dübeln besonderer Bauart wird die Kraft zunächst von einem Bauteil über Lochleibungsspannungen in den Dübel und dann weiter über den Scherwiderstand des Dübels in das zweite Bauteil übertragen. Der Bolzen übernimmt das dabei auftretende Versatzmoment und hält damit die Verbindung zusammen. Bei einseitigen Dübeln besonderer Bauart erfolgt der Kräfteverlauf etwas anders: nach der Übertragung der Kraft in den Dübel wird der Bolzen durch Lochleibungsbeanspruchung zwischen Dübel und Bolzen beansprucht. Danach wird über den Scherwiderstand des Bolzens bei Holz-Holz-Verbindungen die Kraft vom Bolzen in den zweiten Dübel, bei Stahlblech-Holz-Verbindungen direkt in das Stahlteil weitergeleitet. Der Lochdurchmesser im einseitigen Dübel muss daher dem Bolzendurchmesser plus einer kleinen Toleranz entsprechen. Wegen dieser Toleranz tritt bei Verbindungen mit einseitigen Dübeln ein Anfangsschlupf auf.

Einlassdübel

Bei Zugversuchen an Verbindungen mit Einlassdübeln wurde als Versagensursache meist ein Abscheren des Holzes am Bauteilende beobachtet. Das Rechenmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Einlassdübelverbindungen geht daher auch von einem solchen Versagen aus. Die in Wirklichkeit ungleichmäßig verteilten Lochleibungsspannungen werden als gleichmäßig verteilt und parallel zur Richtung der übertragenen Kraft wirkend angenommen. Diese werden dann über Scherspannungen in das Bauteil übertragen (Bild E6-4 Mitte). Das Versagen der Verbindung erfolgt aufgrund des plötzlichen Abscherens schon bei sehr kleinen Verformungen, sodass ein Zusammenwirken von Bolzen und Einlassdübel nicht gewährleistet ist. Die Tragfähigkeit der Bolzen wird vernachlässigt, da diese wegen des Lochspiels erst nach einem gewissen Anfangsschlupf zu tragen beginnen. Bild E6-5 zeigt eine Zugverbindung nach dem Versagen durch Abscheren des Mittelholzes und eines Seitenholzes.

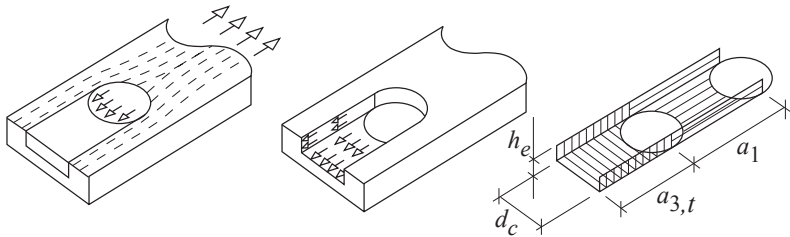


Bild E6-4 Spannungen in einer Einlassdübelverbindung mit zugehörigen Scherflächen. (STEP 1995 Beitrag C9)

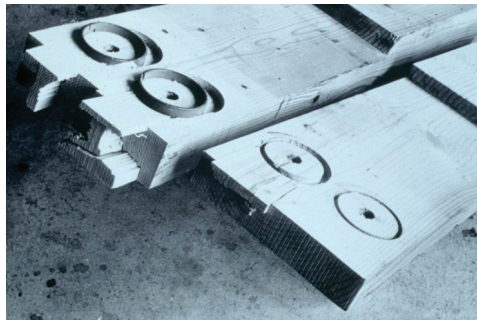


Bild E6-5 Scherversagen im Mittel- und Seitenholz einer auf Zug beanspruchten Einlassdübelverbindung. (STEP 1995 Beitrag C9)

Unter der Annahme eines Scherversagens des Holzes als maßgebender Versagensursache für Zuganschlüsse hängt die Tragfähigkeit von der Scherfläche A_s vor dem Einlassdübel und von der Scherfestigkeit des Holzes ab. Die Scherfläche innerhalb des Dübels wird nicht berücksichtigt, da in den meisten Versuchen der Holzkern im Dübel vor dem Erreichen der Höchstlast abscherete und damit nicht zur Gesamttragfähigkeit beitrug. Das Abscheren des Vorholzes tritt jedoch nur bei ausreichender Lochleibungsfestigkeit des Holzes auf. Bei größeren Abständen zum belasteten Ende $a_{3,t}$ ist demzufolge ein Lochleibungsversagen maßgebend für die Tragfähigkeit der Verbindung (Bild E6-4 rechts).

Werden Einlassdübelverbindungen unter einem Winkel von mehr als etwa 30° zur Faserrichtung bzw. auf Druck beansprucht, treten andere Versagensmechanismen auf. Verbindungen mit Winkeln zwischen Kraft- und Faserrichtung zwischen etwa 30° und 150° versagen meist durch Aufspalten des Holzes (Bild E6-6 links). Auf Druck beanspruchte Verbindungen zeigen ein kombiniertes Lochleibungs- und Spaltversagen (Bild E6-6 rechts). In diesem Fall tritt das Spalten erst nach beträchtlichen Lochleibungsverformungen unter dem Dübel und dem Bolzen auf. Im Versagenszustand beteiligen sich daher der Einlassdübel und der Bolzen an der Kraftübertragung. Dieses Zusammenwirken von Einlassdübel und Bolzen kann allerdings nur bei auf Druck beanspruchten Verbindungen beobachtet werden. Im Vergleich zu auf Zug bzw. unter einem Winkel von weniger als 150° beanspruchten Verbindungen, die ein sprödes Versagen zeigen, treten hier größere plastische Verformungen vor Erreichen der Höchstlast auf. Da auch in druckbeanspruchten Verbindungen der Holzkern im Dübel vor Erreichen der Höchstlast abscheret, wird die wirksame Lochleibungsfläche des Bolzens um die Fläche innerhalb des Dübels verringert.

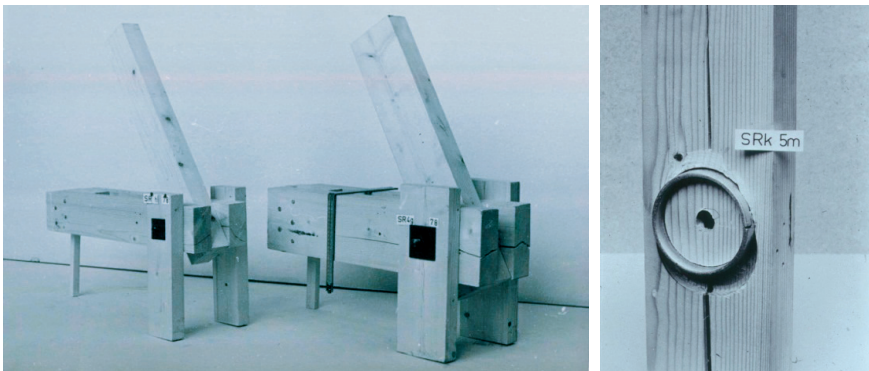


Bild E6-6 Links: Spaltversagen in unter 60° zur Faserrichtung beanspruchten Einlassdübelverbindungen. (STEP 1995 Beitrag C9). Rechts: Kombiniertes Lochleibungs-Spalt-Versagen einer auf Druck beanspruchten Einlassdübelverbindung. (Foto: TU Delft, Vermeijden und Kuipers)

Die Tragfähigkeit $F_{v,0,R}$ einer auf Zug parallel zur Faser beanspruchten Einlassdübelverbindung ist also der kleinere Wert der Widerstände gegen Abscheren und Lochleibung (Definitionen siehe auch Bild E6-4 rechts):

$$F_{v,0,R} = \min \begin{cases} f_v \cdot A_s & \text{(Abscheren)} \\ f_h \cdot d_c \cdot h_e & \text{(Lochleibung)} \end{cases} \quad (\text{E6-1})$$

wobei

$F_{v,0,R}$ Tragfähigkeit eines Einlassdübels,
 f_v scheinbare oder mittlere Scherfestigkeit des Holzes,
 A_s Scherfläche pro Dübel,
 f_h Lochleibungsfestigkeit des Holzes,
 d_c Dübeldurchmesser und
 h_e Einlasstiefe des Dübels im Holz bedeutet.

Wie zahlreiche Versuche von Kuipers und Vermeyden (1964) gezeigt haben, nimmt die Scherfestigkeit mit zunehmender Scherfläche ab, daher spricht man auch von der scheinbaren Scherfestigkeit, die durch viele Versuche ermittelt wurde. Es gilt jedoch wie für alle Verbindungen, dass gewisse Mindestholzdicken notwendig sind, da bei kleineren Holzdi-cken statt des Abscherens bzw. Lochleibungsversagens ein Spaltversagen des Holzes auftritt und dadurch die Tragfähigkeit abnimmt (Scholten, 1944).

Obwohl eigentlich nur Verbindungen bei einer Belastung mit einem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung von bis zu etwa 30° tatsächlich auf Abscheren oder Lochleibung versagen und bei Verbindungen mit Kraft-Faserwinkeln bis zu 150° mit Spalten eine andere Versagensart auftritt, konnte durch viele Versuche gezeigt werden, dass auch für diejenigen Verbindungen mit einem Kraft-Faserwinkel von über 30° eine Berechnung mithilfe des Ansatzes in Gleichung (E6-1), also ohne Berücksichtigung des Spaltens, ausreichend ist. Dies kann damit erklärt werden, dass Zwischen- und Randabstände die Tragfähigkeit bei unterschiedlichen Versagensmechanismen in ähnlicher Weise beeinflussen. Falls bei einer Beanspruchung unter einem Winkel zur Faserrichtung das Versagen durch Aufspalten des Holzes erfolgt, erhöht ein vergrößerter Abstand zum beanspruchten Hirnholzende die auf Querzug beanspruchte Fläche im Holz. Dasselbe passiert, wenn bei einer Beanspruchung in Faserrichtung das Versagen durch Abscheren auftritt. Auch dann erhöht ein vergrößerter Abstand zum beanspruchten Hirnholzende die beanspruchte Fläche im Holz, in diesem Fall ist diese Fläche allerdings auf Schub beansprucht. Anhand von Versuchen konnte gezeigt werden, dass der Zusammenhang „höhere Tragfähigkeit durch größeren Endabstand“ für die Versagensmechanismen „Querzug“ und „Abscheren“ ähnlich ist. Gleichung (E6-1) ist daher ausreichend, um beide Versagensmechanismen nachzuweisen. Erst wenn der Abstand zum Hirnholzende sehr groß und die Höchstlast ohne ein Aufspalten bzw. Abscheren des Holzes erreicht wird, kann eine Steigerung der Tragfähigkeit mit größer werdendem Randabstand nicht mehr erwartet werden.

Einpressdübel

Bei vielen Versuchen mit Einpressdübelverbindungen wurde als Versagensursache das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes sowohl unter den Dübelzähnen wie auch unter dem Bolzen beobachtet. Bei manchen Einpressdübelarten werden die Zähne zusätzlich verbogen. Bei Zugverbindungen mit geringen Abständen zum Hirnholzende ist dagegen das Aufspalten und Abscheren des Holzes maßgebend für das Versagen. Da Verbindungen mit Einpressdübeln im Allgemeinen beträchtliche plastische Verformungen vor dem Erreichen der Höchstlast zeigen, kann ein Zusammenwirken von Einpressdübel und Bolzen angenommen werden. Bild E6-7 zeigt eine Verbindung nach dem Erreichen der Höchstlast. Die plastischen Lochleibungsverformungen des Holzes unter den Dübelzähnen und dem Bolzen sowie die plastische Verformung des Bolzens und der Dübelzähne sind deutlich zu erkennen.

Die Tragfähigkeit von Einpressdübelverbindungen berücksichtigt daher das Zusammenwirken des Dübels und des Bolzens:

$$F_{v,Rk} = F_{C,Rk} + F_{B,Rk} \quad (E6-2)$$

wobei

- $F_{v,Rk}$ charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung mit Dübel und Bolzen
- $F_{C,Rk}$ charakteristische Tragfähigkeit des Einpressdübels (Typ C)
- $F_{B,Rk}$ Tragfähigkeit des Bolzens nach EC 5 mit den charakteristischen Werten der Lochleibungsfestigkeit und des Fließmoments des Bolzens (Beitrag E4)

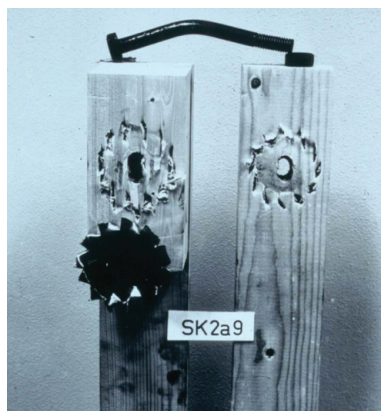


Bild E6-7 Lochleibungsversagen des Holzes unter den Dübelzähnen und dem Bolzen. Der Bolzen und die Dübelzähne sind plastisch verformt. (STEP 1995 Beitrag C10)

E6.2 Tragfähigkeit von Einlassdübeln

Das Rechenmodell von Gleichung (E6-1) wurde durch zahlreiche Versuche in ein Bemessungsmodell überführt, womit, unter Einhaltung von Mindestabständen und empfohlener Mindestdicken, viele unterschiedliche Arten von Einlassdübeln, Verbindungsgeometrien, Rohdichten und Kraft-Faserwinkeln berechnet werden können. Um Gleichung (E6-1) in ein Bemessungsmodell überführen zu können, wurden anhand von Versuchen Regressionsfunktionen für die scheinbare Scherfestigkeit f_v und die Lochleibungsfestigkeit f_h ermittelt:

$$\begin{aligned} f_{v,k} &= 20 \cdot A_s^{-0,25} \\ f_{h,k} &= 0,09 \cdot \rho \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad F_{v,0,Rk} = \min \begin{cases} 20 \cdot A_s^{0,75} \\ 0,09 \cdot \rho \cdot d_c \cdot h_e \end{cases} \quad (\text{E6-3})$$

Wie bereits erwähnt, nimmt die Scherfestigkeit mit ansteigender Scherfläche ab (Kuipers und Vermeyden, 1964), und die Lochleibungsfestigkeit wird als Funktion der Rohdichte ermittelt, da die Rohdichte der maßgebende Einflussparameter ist. Als nächster Schritt wird nun anhand von Bild E6-4 die Scherfläche A_s mit den Annahmen $a_{3,t} = 2 \cdot d_c$ und $h_e = h_c/2 = d_c/8$ (h_c = Dübelhöhe) ermittelt:

$$A_s = 2 \cdot a_{3,t} \cdot h_e + a_{3,t} \cdot d_c - \frac{1}{2} \cdot \frac{d_c^2}{4} \cdot \pi = 2 \cdot 2 \cdot d_c \cdot \frac{d_c}{8} + 2 \cdot d_c \cdot d_c - \frac{d_c^2}{8} \cdot \pi = 2,11 \cdot d_c^2 \quad (\text{E6-4})$$

Die Bezugsrohddichte war $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$; zusammen mit Gleichung (E6-4) liefert dies:

$$F_{v,0,Rk} = \min \begin{cases} 35 \cdot d_c^{1,5} \\ 31,5 \cdot d_c \cdot h_e \end{cases} \quad (\text{E6-5})$$

Gleichung (E6-5) zeigt das Bemessungsmodell, das jedoch nur für die geprüften Konfigurationen gilt. Es sind noch Korrekturbeiwerte erforderlich, die den Einfluss unterschiedlicher Rohdichten (andere als die Bezugsrohddichte 350 kg/m^3), unterschiedlicher Holzdiicken und den Einfluss des Abstandes zum beanspruchten Hirnholzende $a_{3,t}$ berücksichtigen. Die endgültige, im EC 5 geregelte Bemessungsgleichung für Einlassdübel lautet also:

$$F_{v,0,Rk} = \min \begin{cases} k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot 35 \cdot d_c^{1,5} \\ k_1 \cdot k_3 \cdot 31,5 \cdot d_c \cdot h_e \end{cases} \quad (\text{E6-6})$$

k_1 ist der Korrekturbeiwert für unterschiedliche Holzdicken t_1 und t_2 und berücksichtigt die ungünstige Wirkung dünnerer Seiten- oder Mittelhölzer auf die Tragfähigkeit:

$$k_1 = \min\left(1; \frac{t_1}{3 \cdot h_e}; \frac{t_2}{5 \cdot h_e}\right) \quad (\text{E6-7})$$

k_2 ist der Korrekturbeiwert für den Abstand vom beanspruchten Hirnholzende (dort findet sich die oben getroffene Annahme von $a_{3,t} = 2 \cdot d_c$ wieder):

$$k_2 = \min\left(k_a; \frac{a_{3,t}}{2 \cdot d_c}\right) \quad (\text{E6-8})$$

$k_a = 1,25$ bei Verbindungen mit einem Dübel pro Scherfuge und $k_a = 1,0$ bei mehr als einem Dübel pro Scherfuge. Der Winkel α zwischen Kraft- und Faserrichtung ist hierbei maximal 30° ; für andere Werte von α ist $k_2 = 1,0$.

k_3 berücksichtigt die Erhöhung der Tragfähigkeit für Rohdichten größer als 350 kg/m^3 , wobei charakteristische Rohdichten über 610 kg/m^3 nicht mehr berücksichtigt werden:

$$k_3 = \min\left(1,75; \frac{\rho_k}{350}\right) \quad (\text{E6-9})$$

Schliesslich ist:

$$k_4 = \begin{cases} 1,0 & \text{für Holz - Holz - Verbindungen} \\ 1,1 & \text{für Stahlblech - Holz - Verbindungen} \end{cases} \quad (\text{E6-10})$$

Bei einer Belastung unter einem Winkel α zur Faserrichtung muss die nach Gleichung (E6-6) ermittelte charakteristische Tragfähigkeit $F_{v,0,Rk}$ wie folgt abgemindert werden (analog der Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit unter einem Winkel zur Faser einer Bolzenverbindung, Gleichung (E4-2)):

$$F_{v,\alpha,Rk} = \frac{F_{v,0,Rk}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (\text{E6-11})$$

mit $k_{90} = 1,3 + 0,001 \cdot d_c$.

E6.3 Tragfähigkeit von Einpressdübeln

Die Tragfähigkeit von Verbindungen mit Einpressdübeln wurde, genauso wie diejenige von Verbindungen mit Einlassdübeln, aus sehr vielen Versuchsergebnissen ermittelt, die, unter Einhaltung von Mindestabständen und empfohlener Mindestdicken, viele unterschiedliche Arten von Einpressdübeln, Verbindungsgeometrien, Rohdichten und Kraft-Faserwinkeln abdecken. Wie aus Gleichung (E6-2) ersichtlich wird die Tragfähigkeit einer Verbindung mit Einpressdübeln durch Addition der Einzeltragfähigkeiten für Einpressdübel und Bolzen bestimmt, da bei Einpressdübeln im Gegensatz zu Einlassdübeln Dübel und Bolzen zusammenwirken. Die Ermittlung der Bolzentragfähigkeit wurde bereits in Beitrag E4 erläutert. Daher wird hier nur auf die Ermittlung des Anteiles $F_{C,Rk}$ des Einpressdübels an der Gesamttragfähigkeit eingegangen. Bei der Ermittlung der Dübeltragfähigkeit wird zwischen zwei verschiedenen Typen unterschieden (N. B.: Dübeltypen C6 bis C9 sind in Deutschland nicht üblich):

- Typen C1 bis C9 bestehen aus Scheiben, deren Ränder zu Zähnen aufgebogen sind.
- Typen C10 und C11 bestehen aus einer Scheibe mit aufgesetzten Zähnen in Kegelform.

Ein Unterschied im Vergleich zu den Einlassdübeln besteht in der Definition der Dübel-durchmesser. Für Einpressdübel gilt (alle Maße in mm):

d_c : Durchmesser der Scheibendübel mit Zähnen der Typen C1, C2, C6, C7, C10, C11

d_c : Seitenlänge der Scheibendübel mit Zähnen der Typen C5, C8, C9

d_c : Wurzel aus dem Produkt der Seitenlängen der Scheibendübel mit Zähnen der Typen C3, C4

Das Rechenmodell aus Gleichung (E6-2) wird analog den Beziehungen in Gleichung (E6-1) in ein Bemessungsmodell überführt:

$$F_{C,Rk} = \begin{cases} k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot 18 \cdot d_c^{1,5} & \text{für Typen C1 bis C9} \\ k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot 25 \cdot d_c^{1,5} & \text{für Typen C10 bis C11} \end{cases} \quad (\text{E6-12})$$

Die Beiwerte k_1 bis k_3 sind denjenigen der Bemessungsgleichungen für Einlassdübel sehr ähnlich und haben dieselbe Bedeutung. Beiwert k_1 ist identisch:

$$k_1 = \min \left(1; \frac{t_1}{3 \cdot h_e}; \frac{t_2}{5 \cdot h_e} \right) \quad (\text{E6-13})$$

Beiwert k_2 ist unterschiedlich für die zwei Dübeltypen, C1 bis C9 bzw. C10/C11. Für Dübel der Typen C1 bis C9 gilt:

$$k_2 = \min\left(1; \frac{a_{3,t}}{1,5 \cdot d_c}\right) \quad (\text{E6-14})$$

wobei für $a_{3,t}$ der folgende Wert genommen wird mit d = Bolzendurchmesser in mm:

$$a_{3,t} = \max(1,1 \cdot d_c; 7 \cdot d; 80 \text{ mm}) \quad (\text{E6-15})$$

Für Einpressdübel der Typen C10 und C11 gelten folgende Werte für k_2 und $a_{3,t}$:

$$k_2 = \min\left(1; \frac{a_{3,t}}{2 \cdot d_c}\right) \quad \text{mit} \quad a_{3,t} = \max(1,5 \cdot d_c; 7 \cdot d; 80 \text{ mm}) \quad (\text{E6-16})$$

Bei Beiwert k_3 ändert sich lediglich die Obergrenze der Rohdichte im Vergleich zu Einlassdübeln (von 610 kg/m^3 reduziert auf 525 kg/m^3):

$$k_3 = \min\left(1,5; \frac{\rho_k}{350}\right) \quad (\text{E6-17})$$

E6.4 Mindestabstände

Wie für alle Verbindungstypen müssen auch bei Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart Mindestabstände eingehalten werden, damit die Bemessungsgleichungen gültig sind und kein unerwünschtes frühzeitiges Aufspalten stattfindet. Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern für Einlassdübel sind in Tabelle E6-1 angegeben (Definition der Mindestabstände siehe Bild E1-9). Mindestabstände für die (Einpress-) Dübeltypen C1 bis C9 sind in Tabelle E6-2 und für die (Einpress-) Dübeltypen C10 und C11 in Tabelle E6-3 angegeben. Unabhängig davon sind die entsprechenden Mindestabstände für die Bolzen nach EC 5 einzuhalten (Tabelle E4-1). Weiterhin enthält EC 5 Abschnitt 10.4.3 Anforderungen an Bolzendurchmesser in Kombination mit Dübeln besonderer Bauart.

Tabelle E6-1 Mindestabstände von Einlassdübeln, d_c = Dübeldurchmesser in mm, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung. Siehe auch EC 5/A2:2014 Tabelle 8.7.

Abstände	Winkel	Mindestabstände
Abstand a_1 (in Faserrichtung)	-	$(1,2 + 0,8 \cdot \cos \alpha) \cdot d_c$
Abstand a_2 (rechtwinklig zur Faserrichtung)	-	$1,2 \cdot d_c$
Abstand $a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnholzende)	-	$2,0 \cdot d_c$
Abstand $a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirnholzende)	$\alpha < 30^\circ$	$1,2 \cdot d_c$
	$30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(0,4 + 1,6 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
Abstand $a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	-	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
Abstand $a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	-	$0,6 \cdot d_c$

Tabelle E6-2 Mindestabstände von Einpressdübeln des Typs C1 bis C9, d_c = Dübeldurchmesser in mm, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung. Siehe auch EC 5/A2:2014 Tabelle 8.8.

Abstände	Winkel	Mindestabstände
Abstand a_1 (in Faserrichtung)	-	$(1,2 + 0,3 \cdot \cos \alpha) \cdot d_c$
Abstand a_2 (rechtwinklig zur Faserrichtung)	-	$1,2 \cdot d_c$
Abstand $a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnholzende)	-	$1,5 \cdot d_c$
Abstand $a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirnholzende)	$\alpha < 30^\circ$	$1,2 \cdot d_c$
	$30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(0,9 + 0,6 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
Abstand $a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	-	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
Abstand $a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	-	$0,6 \cdot d_c$

Tabelle E6-3 Mindestabstände von Einpressdübeln des Typs C10 und C11, d_c = Dübeldurchmesser in mm, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ = Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung. Siehe auch EC 5:2010 Tabelle 8.9.

Abstände	Winkel	Mindestabstände
Abstand a_1 (in Faserrichtung)	-	$(1,2 + 0,8 \cdot \cos \alpha) \cdot d_c$
Abstand a_2 (rechtwinklig zur Faserrichtung)	-	$1,2 \cdot d_c$
Abstand $a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnholzende)	-	$2,0 \cdot d_c$
Abstand $a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirnholzende)	$\alpha < 30^\circ$	$1,2 \cdot d_c$
	$30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(0,4 + 1,6 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
Abstand $a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	-	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
Abstand $a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	-	$0,6 \cdot d_c$

E6.5 Wirksame Anzahl von Einlassdübeln

Analog zu Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln gilt auch für Verbindungen mit Einlassdübeln eine wirksame Anzahl n_{ef} für mehr als zwei in Kraft- und Faserrichtung hintereinander angeordnete Dübel:

$$n_{\text{ef}} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right) \cdot (n - 2) \quad (\text{E6-18})$$

worin n die Anzahl der in Kraft-Faserrichtung hintereinander angeordneten Dübel ist.

Verbindungen mit Einpressdübeln versagen bei Einhaltung der Mindestabstände duktil, weshalb für diese Dübelart mit der tatsächlichen Verbindungsmittelanzahl ($n_{\text{ef}} = n$) gerechnet werden darf.

E6.6 Steifigkeit von Verbindungen

Steifigkeitswerte mechanischer Holzverbindungen werden zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wie auch zum Nachweis der Tragfähigkeit bei nachgiebig zusammengesetzten Querschnitten benötigt. Der für den Nachweis der Tragfähigkeit verwendete Verschiebungsmodul K_u beträgt zwei Drittel des entsprechenden Wertes von K_{ser} . Da die Steifigkeitswerte der geprüften Verbindungen in weiten Grenzen streuen, ist der Einfluss verschiedener Größen auf das Verformungsverhalten kaum zuverlässig abzuschätzen. Daher wurde eine einfache Beziehung gewählt, die den Verschiebungsmodul als Funktion des Dübeldurchmessers und der mittleren Rohdichte des Holzes darstellt. Der Einfluss des Winkels zwischen Kraft- und Faserrichtung, der Holzfeuchte, der Holzdicke sowie der Anzahl der Dübel pro Scherfläche wurde vernachlässigt. Es gelten die folgenden Gleichungen für die Bestimmung von K_{ser} in N/mm. Einlassdübel und Einpressdübel der Typen C10 und C11:

$$K_{\text{ser}} = \frac{d_c \cdot \rho_m}{2} \quad (\text{E6-19})$$

Einpressdübel der Typen C1 bis C9:

$$K_{\text{ser}} = 1,5 \cdot \frac{d_c \cdot \rho_m}{4} \quad (\text{E6-20})$$

Hierin ist d_c der Dübeldurchmesser in mm und ρ_m die mittlere Rohdichte des Holzes in kg/m^3 .

E6.7 Literatur

H.J. Blaß, Originalbeiträge C9, C10, STEP 1995.

Kuipers J. und Vermeyden P. (1964). Research on timber joints in the Netherlands. Rapport 4-64-15, Onderzoek v-7, Stevin-Laboratorium, Technische Hogeschool Delft.

Scholten J.A. (1944). Timber-connector joints - their strength and design. Technical Bulletin No. 865, USDA Forest Service, Washington, D.C..

E7 Nagelplatten

Originalbeitrag: L.R.J. Whale

Eine Nagelplatte ist in EN 1075 "Holzbauwerke - Prüfverfahren - Verbindungen mit Nagelplatten" definiert als Verbindungsmittel aus einer Metallplatte mit in einer Richtung ausgestanzten Zähnen, die etwa rechtwinklig von der Platte abstehen. Die Platte dient als Knotenplatte, um zwei oder mehr Holzteile derselben Dicke miteinander zu verbinden, wobei auf jeder Bauteilseite mindestens eine Nagelplatte angebracht werden muss (symmetrischer Anschluss). Eine typische Nagelplatte ist in Bild E7-1 gezeigt. Nagelplatten werden in der Regel aus verzinktem oder nicht rostendem Stahlblech mit Dicken zwischen 0,9 mm und 3,0 mm hergestellt. Die Einführung von Platten mit ausgestanzten "Nägeln" erfolgte zunächst in den USA in den späten 50er Jahren als eine Weiterentwicklung der konventionellen handgenagelten Stahl- oder Sperrholzknotenplatten. Beide Systeme waren geeignet, in einer Ebene liegende Verbindungen herzustellen, jedoch eigneten sich die Nagelplatten besser zu einer Vorfertigung von Fachwerkträgern im Werk. Sie waren auch in der Lage, Kräfte über kleinere Anschlussflächen zu übertragen, wodurch sich Materialeinsparungen ergaben.

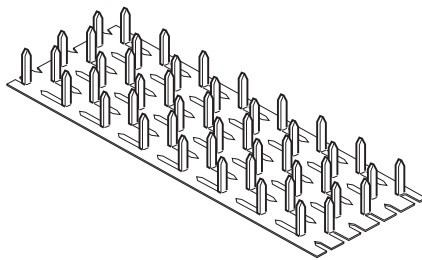


Bild E7-1 Typische Nagelplatte. (STEP 1995 Beitrag C11)

Gegenwärtig sind Nagelplatten für Fachwerkknoten und für Verbindungen in vielen anderen ebenen Holzkonstruktionen (Bild E7-2 (a)) weit verbreitet. Viele verschiedene Nagelplatten mit einer Vielfalt an Nagelanordnungen, -längen und -formen wurden entwickelt. Die Tragfähigkeit dieser Platten wird jedoch durch Faktoren beeinflusst, die allen gemeinsam sind und die eine einheitliche Bemessung erlauben, die in EC 5 für diese Verbindungsmittelart aufgenommen wurde.

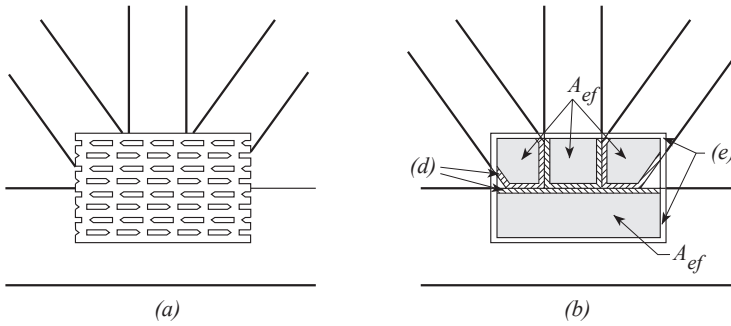


Bild E7-2 Typische Verbindung: (a) Ansicht und (b) wirksame Anschlussflächen. (STEP 1995 Beitrag C11)

E7.1 Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit von Nagelplattenverbindungen

Die Kraft wird in einer Nagelplattenverbindung zunächst vom Bauteil in die Nägel, dann von diesen Nägeln in die Stahlplatte, über die Fuge der Verbindung und schließlich wiederum über die Nägel ins Bauteil auf die andere Seite der Verbindung übertragen. Die Tragfähigkeit einer Nagelplattenverbindung wird daher durch eines der beiden folgenden Kriterien erreicht: entweder wird die Nageltragfähigkeit (Verankerung) in einem der angeschlossenen Bauteile erreicht, oder es wird die Tragfähigkeit des Nettoquerschnittes des Stahles in einer der Fugen zwischen diesen Bauteilen maßgebend. Die Parameter, die diese beiden Tragfähigkeitskriterien beeinflussen, können wie folgt zusammengefasst werden (Definitionen siehe Bild E7-3).

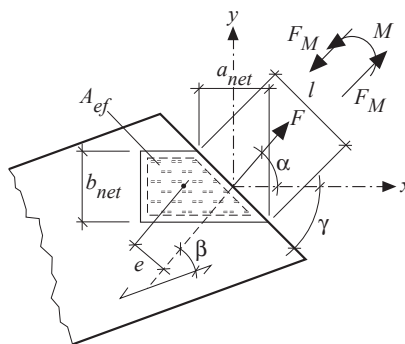


Bild E7-3 Nagelplattenverbindung - Geometrie und Belastung. (STEP 1995 Beitrag C11)

Einflussparameter auf Nageltragfähigkeit

- α ist der Winkel zwischen der Krafrichtung und der Hauptrichtung der Nagelplatte (die Hauptrichtung ist die Richtung der größten Zugtragfähigkeit der Platte, häufig parallel zur Richtung der Ausstanzungen), d. h. in der Regel der Winkel, unter dem die einzelnen Nägel belastet werden. Dies beeinflusst einerseits die Lochleibungsfläche im Holz, die durch einen Nagel belastet wird, andererseits den Biege widerstand des Nagels, der häufig einen rechteckigen Querschnitt aufweist.
- β ist der Winkel zwischen Krafrichtung und Holzfaserrichtung d. h. der Winkel zur Holzfaserrichtung, unter dem die Nägel das Holz beanspruchen.
- Die Holzart oder die Festigkeitsklasse des Holzes in der Verbindung, d. h. sein Widerstand gegenüber der Lochleibungs- oder Ausziehbeanspruchung, die über die ausgestanzten Nägel aufgebracht wird.
- A_{ef} ist die wirksame Fläche der Nagelplatte in jedem Bauteil, d. h. die Kontaktfläche zwischen Nagelplatte und Holz unter Berücksichtigung von Toleranzen bei der Positionierung der Nagelplatte. Die wirksame Anschlussfläche ist definiert als die kleinste Fläche, die sich unter der Annahme ergibt, dass die Platte in einer beliebigen Richtung aus ihrer korrekten Lage um eine bestimmte Toleranz (± 5 mm zu den Holzrändern und $6 \times$ Plattenenddicke zu den Hirnholzenden) verschoben ist (siehe auch Bild E7-2 (b)).
- r_{max} ist die Entfernung zwischen dem Nagelplattenschwerpunkt und dem vom Schwerpunkt am weitest entfernt liegenden Punkt von A_{ef} . I_p ist das polare Flächenmoment zweiten Grades der wirksamen Fläche A_{ef} um ihren Schwerpunkt. Es ist zu beachten, dass r_{max} und I_p nur dann einen Einfluss haben, wenn Momente über die Nagelplatte zu übertragen sind.

Einflussparameter auf Tragfähigkeit der Stahlplatte

- γ ist der Winkel zwischen der Plattenhauptrichtung und der Fugenrichtung (dieser Winkel beeinflusst den Nettoquerschnitt des Stahles entlang der Verbindungsfuge).
- ℓ ist die Länge der durch die Platte abgedeckten Fuge. Über die entsprechenden parallel und rechtwinklig zur Plattenhauptrichtung projizierten Längen werden in der Fuge zwischen den Hölzern die Beanspruchungen in den beiden orthogonalen Plattenrichtungen aufgenommen.
- Die Stahlsorte, aus der die Platte hergestellt wurde, d. h. die Festigkeitseigenschaften des Stahls.

Für die Bemessung sind diese Parameter in Gleichungen enthalten, mit denen die Tragfähigkeit von Verbindungen in Abhängigkeit von bestimmten Festigkeitseigenschaften der Platte bestimmt werden kann.

E7.2 Bestimmung charakteristischer Plattenfestigkeitswerte aus Versuchen

Nach EC 5 sind für eine Bemessung von Nagelplattenverbindungen folgende charakteristischen Plattenfestigkeitswerte erforderlich:

$f_{a,\alpha,\beta,k}$ ist die charakteristische Nageltragfähigkeit pro Flächeneinheit unter den Winkeln α und β ; benötigt wird $f_{a,0,0,k}$ = Nageltragfähigkeit für $\alpha = 0^\circ$ und $\beta = 0^\circ$ und $f_{a,90,90,k}$ = Nageltragfähigkeit für $\alpha = 90^\circ$ und $\beta = 90^\circ$.

$f_{t,0,k}$ ist die charakteristische Plattenzugtragfähigkeit pro Längeneinheit in Plattenhauptrichtung ($\alpha = 0^\circ$).

$f_{t,90,k}$ ist die charakteristische Plattenzugtragfähigkeit pro Längeneinheit rechtwinklig zur Plattenhauptrichtung ($\alpha = 90^\circ$).

$f_{c,0,k}$ ist die charakteristische Plattendrucktragfähigkeit pro Längeneinheit in Plattenhauptrichtung ($\alpha = 0^\circ$).

$f_{c,90,k}$ ist die charakteristische Plattendrucktragfähigkeit pro Längeneinheit rechtwinklig zur Plattenhauptrichtung ($\alpha = 90^\circ$).

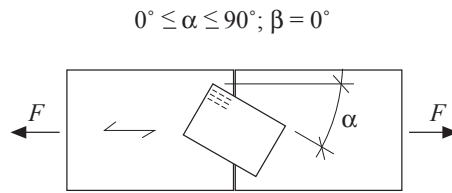
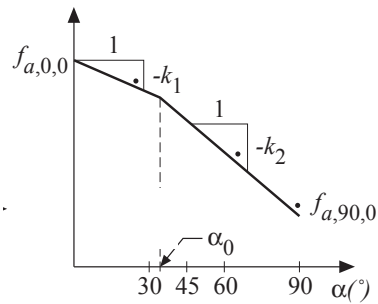
$f_{v,0,k}$ ist die charakteristische Plattenschерtragfähigkeit pro Längeneinheit in Plattenhauptrichtung ($\alpha = 0^\circ$).

$f_{v,90,k}$ ist die charakteristische Plattenschерtragfähigkeit pro Längeneinheit rechtwinklig zur Plattenhauptrichtung ($\alpha = 90^\circ$).

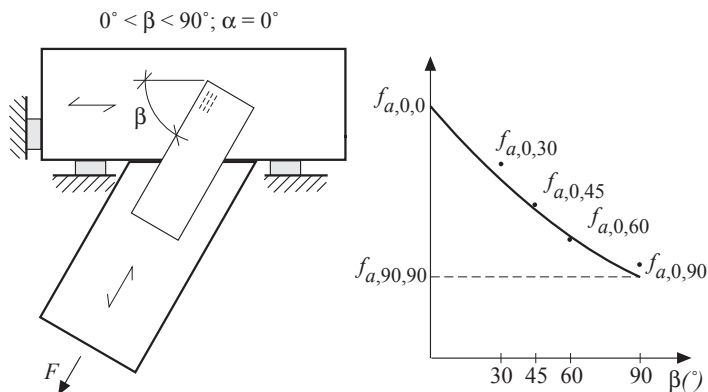
Jede dieser Platteneigenschaften ist aus Versuchsergebnissen zu bestimmen, die in EN 1075 beschrieben sind. Die 5%-Quantilen werden durch Multiplikation mit dem Modifikationsbeiwert k_{mod} und Division durch den Teilsicherheitsbeiwert des Materials γ_M in Bemessungswerte umgerechnet. Für die Nageltragfähigkeit sind die entsprechenden Modifizierungsbeiwerte für Holz zu verwenden, während für die Plattentragfähigkeiten der Beiwert $k_{\text{mod}} = 1,0$ und $\gamma_M = 1,25$ anzunehmen sind. Die Nageltragfähigkeit $f_{a,\alpha,\beta,k}$ ist über den gesamten Bereich der α - und β -Werte zu ermitteln. Wurden genügend viele Werte in der $f_{a,\alpha,\beta,k}$ -Ebene ermittelt, kann zwischen diesen Werten interpoliert werden.

Die **charakteristische Nageltragfähigkeit je Platte in Faserrichtung** ($\beta = 0^\circ$) $f_{a,\alpha,0,k}$ erhält man aus Versuchen an Verbindungen (Bild E7-4) mit Plattenwinkeln $\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ und 90° . Eine bilineare Funktion kann an diese Daten angepasst werden (Bild E7-5), wodurch sich die Beiwerte k_1, k_2 und α_0 ergeben, die in den folgenden Gleichungen verwendet werden:

$$f_{a,\alpha,0,k} = \begin{cases} f_{a,0,0,k} + k_1 \cdot \alpha & \text{für } \alpha \leq \alpha_0 \\ f_{a,0,0,k} + k_1 \cdot \alpha + k_2 \cdot (\alpha - \alpha_0) & \text{für } \alpha_0 \leq \alpha \leq 90^\circ \end{cases} \quad (\text{E7-1})$$

Bild E7-4 Standardversuchskörper $\beta = 0^\circ$. (STEP 1995 Beitrag C11)Bild E7-5 Ableitung der Beiwerte k_1, k_2, α_0 . (STEP 1995 Beitrag C11)

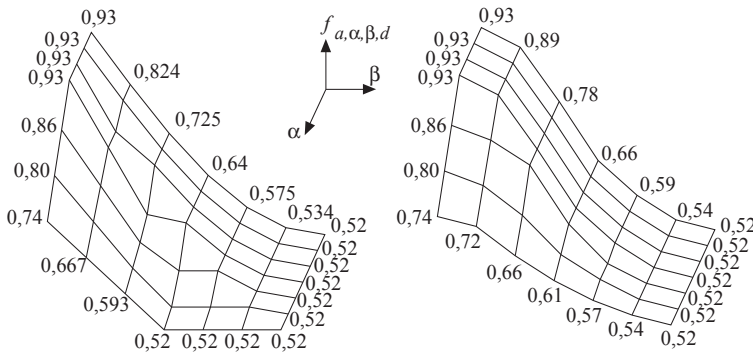
Die **charakteristische Nageltragfähigkeit je Platte in Plattenrichtung** ($\alpha = 0^\circ$) $f_{a,0,\beta,k}$ erhält man aus Versuchen mit T-Verbindungen (Bild E7-6 links) mit Winkeln $\beta = 45^\circ$ und 90° ($\beta = 0^\circ$ wurde mit dem Versuchsaufbau in Bild E7-4 bereits geprüft). Aus den Versuchsergebnissen ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Nageltragfähigkeit und β , Bild E7-6 rechts. Für dieses Diagramm wurden Prüfkörper mit zusätzlichen Winkeln β geprüft.

Bild E7-6 Standardversuchskörper $\alpha = 0^\circ$. (STEP 1995 Beitrag C11)

Nachdem Kurven angepasst wurden, die eine untere Grenze des Zusammenhangs zwischen $f_{a,0,0}$ und $f_{a,90,0}$ (bilineare Kurve, Bild E7-5) für gerade Verbindungen und zwischen $f_{a,0,0}$ und $f_{a,0,90}$ oder $f_{a,90,90}$ (sinusförmige Kurve, Bild E7-6 rechts) für T-Verbindungen darstellen, ist in EC 5 eine Interpolationsmethode für beliebige Werte $f_{a,\alpha,\beta,k}$ zwischen diesen Extremwerten angegeben:

$$f_{a,\alpha,0,k} = \begin{cases} \max \left\{ \begin{array}{l} f_{a,\alpha,0,k} + (f_{a,\alpha,0,k} - f_{a,90,90,k}) \cdot \frac{\beta}{45^\circ} \\ f_{a,0,0,k} + (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \cdot \sin[\max(\alpha, \beta)] \end{array} \right. & \text{für } \beta \leq 45^\circ \\ f_{a,0,0,k} + (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \cdot \sin[\max(\alpha, \beta)] & \text{für } 45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ \end{cases} \quad (E7-2)$$

Der charakteristische Verlauf der angepassten $f_{a,\alpha,\beta,d}$ -Fläche nach Gleichung (E7-2) ist in Bild E7-7 mit den Versuchsdaten einer typischen Nagelplatte verglichen.



(a)

(b)

Bild E7-7 Typische $f_{a,\alpha,\beta,d}$ -Flächen: (a) theoretisch und (b) experimentell ermittelt. (STEP 1995 Beitrag C11)

E7.3 Bemessung der Nagelplattenverbindung

Nageltragfähigkeit

Die Nagelbelastungen $\tau_{F,d}$ oder $\tau_{M,d}$ aus Kräften F_{Ed} und Momenten M_{Ed} , die auf die Nagelplattenfläche wirken, können wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} \quad (E7-3)$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_p} \quad (E7-4)$$

Hierin bedeuten:

$F_{A,Ed}$ Bemessungswert der auf eine Nagelplatte einwirkenden Kraft (entspricht halber Kraft im Bauteil) im Schwerpunkt der wirksamen Anschlussfläche A_{ef} (A_{ef} definiert in Abschnitt E7.1).

$M_{A,Ed}$ Bemessungswert des auf eine wirksame Anschlussfläche einwirkenden Momentes.

W_p Widerstandsmoment mit r = Abstand vom Nagelplattenschwerpunkt:

$$W_p = \int_{A_{ef}} r \cdot dA$$

Das Widerstandsmoment W_p darf auch mit einer vereinfachten, konservativen Annahme berechnet werden, ohne dass das Integral über die wirksame Plattenfläche A_{ef} ausgewertet werden muss:

$$W_p = \frac{A_{ef} \cdot \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2}}{4}$$

mit h_{ef} = die größte Höhe der wirksamen Anschlussfläche rechtwinklig zur längsten Seite.

Druckkontakt zwischen den Holzstäben von gedrückten Gurtstößen darf berücksichtigt werden, falls die Fuge zwischen den Stäben im Mittel nicht größer als 1,5 mm ist. Dann darf der Bemessungswert $F_{a,Ed}$ halbiert werden, da angenommen wird, dass 50% der Druckkraft über Kontakt abgeleitet wird.

Folgender Grenzzustand der Nageltragfähigkeit muss in jeder Anschlussfläche eingehalten werden:

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (E7-5)$$

Plattentragfähigkeit

Um die Plattentragfähigkeit in einer Fuge nachzuweisen, werden nach EC 5 alle Kräfte und Plattentragfähigkeiten in die beiden orthogonalen Hauptrichtungen x und y zerlegt (Bild E7-3):

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos \alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \sin \gamma \quad (\text{E7-6})$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin \alpha \pm 2 \cdot F_{M,Ed} \cdot \cos \gamma \quad (\text{E7-7})$$

mit

F_{Ed} resultierende Kraft einer Einzelplatte in der Fuge (Druck = negativ).

$F_{M,Ed}$ Kraft verursacht durch das Moment in der Fuge mit $F_{M,Ed} = 2 \cdot M_{A,Ed} / \ell$ (Bild E7-3).

Folgender Grenzzustand der Plattentragfähigkeit muss in jeder Anschlussfläche / in jeder Verbindungsfuge eingehalten werden:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{E7-8})$$

mit

$F_{x,Ed}, F_{y,Ed}$ Bemessungswerte der Kräfte in x - und y -Richtung,
Gleichungen (E7-6) und (E7-7)

$F_{x,Rd}, F_{y,Rd}$ Bemessungswerte der Plattentragfähigkeiten

Die charakteristischen Werte der Plattentragfähigkeiten in diese beiden Richtungen werden als Maximum von Zug- und Scherfestigkeit der Platte wie folgt bestimmt (hier werden nur die Gleichungen für Zugkräfte $F_{x,Ed} > 0$ und $F_{y,Ed} > 0$ gegeben, Für Druckkräfte werden die Bemessungswerte analog ermittelt):

$$F_{x,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{t,0,k} \cdot \ell \cdot \sin(\gamma - \gamma_0 \cdot \sin(2 \cdot \gamma))| \\ |f_{v,0,k} \cdot \ell \cdot \cos \gamma| \end{array} \right. \quad (\text{E7-9})$$

$$F_{y,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{t,90,k} \cdot \ell \cdot \cos \gamma| \\ k \cdot f_{v,90,k} \cdot \ell \cdot \sin \gamma \end{array} \right. \quad (\text{E7-10})$$

Der Beiwert k in Gleichung (E7-10) berücksichtigt den Einfluss einer Zug- oder Druckkraft in x -Richtung der Platte auf die Scherfestigkeit der Platte in y -Richtung:

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \cdot \sin(2 \cdot \gamma) & \text{für } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{für } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{E7-11})$$

Die Konstanten γ_0 (Gleichung (E1-9)) und k_v sind aus Versuchen zu bestimmen (analog den Beiwerten k_1 , k_2 und α_0) und können den technischen Dokumenten der verwendeten Plattentypen entnommen werden.

E7.4 Weitere Regeln

Zusätzlich zu den oben angeführten Bemessungsregeln enthält EC 5 in Abschnitt 10 weitere Regeln für Nagelplattenbinder, die Grenzwerte für seitliche Auslenkungen, Verdrehungen, Krümmungen oder Schiefstellungen während der Montage betreffen. Im NA werden außerdem Nachweise für Transport- und Montagezustände gefordert.

Außerdem müssen auch die Anforderungen der „EN 14250 - Holzbauwerke – Produktanforderungen an vorgefertigte tragende Bauteile mit Nagelplattenverbindungen“ erfüllt werden. Dort werden Anforderungen an die Werkstoffe und an die Bauteile (bspw. Brandverhalten) formuliert sowie Informationen zur CE-Kennzeichnung gegeben. Neben dieser europäischen Regelung gibt es inzwischen auch einen nationalen Entwurf, „E DIN 20000-6 Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 6: Stiff förmige und nicht stift förmige Verbindungsmittel“, der weitere, nicht in den europäischen Normen geregelten Anforderungen definiert. U. a. wird für Nagelplatten, die in Bauteilen mit einer Gesamtlänge von > 12 m eingesetzt werden, gefordert, dass die Teilsicherheitsbeiwerte für die Nagelplatteeigenschaften um den Faktor 1,5 erhöht werden müssen. Der Grund für diese Regelung ist, dass die neue europäische Norm niedrigere Anforderungen beinhaltet, die der bisherigen nationalen Norm nicht genügen.

Werte des Verschiebungsmoduls K_{ser} pro mm^2 Anschlussfläche sind den technischen Dokumenten für die Nagelplatten zu entnehmen.

E7.5 Literatur

L.R.J. Whale, Originalbeitrag C11, STEP 1995.

E8 Blechformteile

Originalbeitrag: E. Gehri

Blechformteile wie Balkenschuhe oder Sparrenpfettenanker haben zimmermannsmäßige Verbindungen weitgehend verdrängt. Der Grund hierfür liegt in der einfachen Montage der Blechformteile und darin, dass ein aufwändiges Bearbeiten der zu verbindenden Hölzer in der Regel nicht notwendig ist. Bild E8-1 zeigt Beispiele von Holzverbindungen mit Blechformteilen. Das Blech ist meist zwischen 1 mm und 4 mm dick und ist entweder feuerverzinkt oder besteht aus nichtrostendem Stahl. Die Verbindung zwischen Blech und Holz erfolgt in den meisten Fällen mit Rillennägeln oder selbstbohrenden Holzschrauben ohne Vorbohren des Holzes. Da die Verbindungsmittellöcher in den Blechen vorgestanzt sind, ist eine einfache und schnelle Montage auf der Baustelle gewährleistet. Bei den Balkenträgern, bei denen die Nebenträgerverbindung über Stabdübel erfolgt, ist dagegen ein Schlitzen und Vorbohren des Nebenträgers erforderlich.

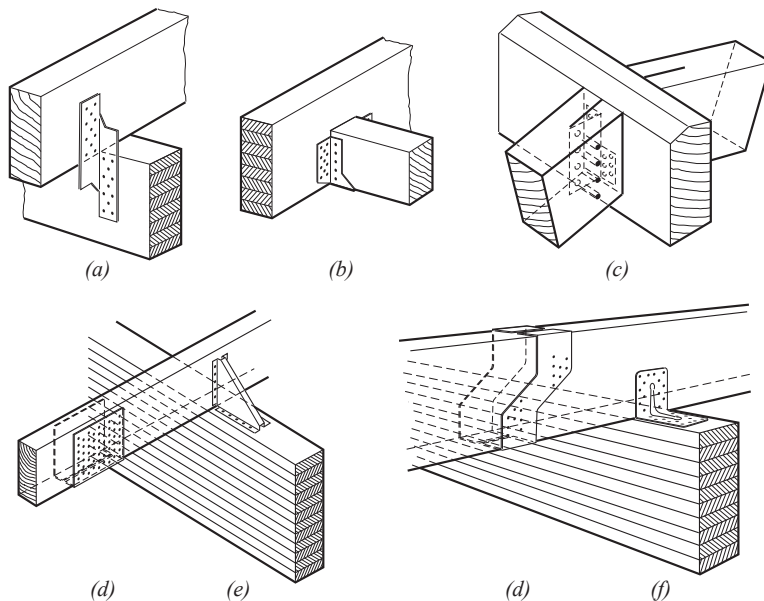


Bild E8-1 Blechformteile. (a) Sparrenpfettenanker, (b) Balkenschuh, (c) Balkenträger, (d) Gerberverbinder, (e) Knagge, (f) Winkelverbinder. (STEP 1995 Beitrag C13)

E8.1 Tragverhalten

Die Tragfähigkeit von Holzverbindungen mit Blechformteilen wird neben der Tragfähigkeit der Blech-Holz-Verbindung auch von der Tragfähigkeit der Hölzer und des Stahls beeinflusst. Insbesondere können Querkzugspannungen im Hauptträger Versagen auslösen, bevor die Tragfähigkeit der Nagel- oder Schraubenverbindung erreicht wird. Beispiele für Verbindungen, bei denen ein Querkzugversagen auftreten kann, sind die Sparrenpfettenanker und der Balkenschuh in Bild E8-1. Die Bemessung von Bauteilen, bei denen Querkzugspannungen infolge von Anschlüssen auftreten, kann nach einem der in Beitrag E11 beschriebenen Verfahren erfolgen.

In den meisten Blechformteilen wird das Versagen des Stahls im Nettoquerschnitt nicht maßgebend. Dies wird durch eine Beschränkung der Anzahl der vorgestanzten Nagellöcher im Stahl und damit einer Begrenzung der durch die Verbindungsmittel eingeleiteten Kraft erreicht. Allerdings treten in den meisten Verbindungen mit Blechformteilen vor dem Erreichen der Tragfähigkeit plastische Verformungen im Blech auf.

Da in vielen Blechformteilen mindestens zwei Blech-Holz-Verbindungen in verschiedenen Ebenen vorhanden sind, werden diese Verbindungen meist ausmittig belastet. Dies führt oft zu einer kombinierten Beanspruchung der Verbindungsmittel auf Abscheren und Herausziehen.

Tragfähigkeit der Stahlblech-Holz-Nagelverbindung

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit $F_{v,Rk}$ pro Nagel für einschnittige Verbindungen mit dünnem Stahlblech (d.h. für $t \leq 0,5 \cdot d$ wobei t die Stahlblechdicke ist) nach EC 5 ist der kleinere der sich aus der folgenden Gleichung ergebenden Werte (siehe auch Beitrag E2):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{v,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (E8-1)$$

Bei Verbindungen mit dickem Stahlblech (d. h. für $t \geq d$) ergibt sich der Bemessungswert der Tragfähigkeit aus der folgenden Gleichung:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{v,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{v,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (E8-2)$$

Für Stahlblechdicken zwischen $0,5 \cdot d$ und d ist eine lineare Interpolation zulässig. Der Unterschied in der Tragfähigkeit nach den Gleichungen (E8-1) bzw. (E8-2) ist durch die Einspannwirkung des Nagels im Blech bedingt. Versuche mit Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen (Ehlbeck und Görlacher, 1982) haben gezeigt, dass auch bei Stahlblechdicken von $t = 2,0$ mm und Rillennägeln mit einem Durchmesser von $d = 4,0$ mm eine Einspannung des Nagels im Blech auftritt, wenn die Nägel unter dem Kopf konisch ausgebildet sind (Bild E8-2) und in passende Löcher im Stahlblech eingetrieben werden. In diesen Fällen werden durchgehend die Tragfähigkeiten nach EC 5 für dicke Stahlbleche erreicht.

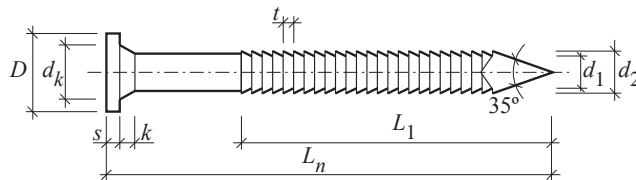


Bild E8-2 Rillennagel für Stahlblech-Holz-Verbindungen mit konusförmigem Schaft unter dem Nagelkopf. (STEP 1995 Beitrag C13)

Der charakteristische Wert der Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$ hängt vom Nageldurchmesser d in mm und von der charakteristischen Rohdichte des Holzes ρ_k in kg/m^3 ab und beträgt für nicht vorgebohrte Hölzer (Gleichung (E8-3) entspricht Gleichung (E3-1)):

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \quad (\text{E8-3})$$

Wegen des veränderlichen Querschnitts im profilierten Teil des Nagelschaftes und der während der Nagelherstellung auftretenden Erhöhung der Fließgrenze des Nagelstahls ist der charakteristische Wert des Nagelfließmoments durch Versuche zu bestimmen. Eine Berechnung des Fließmoments aus dem plastischen Widerstandsmoment und der Zugfestigkeit des Nageldrahtes ist für profilierte Nägel nicht zutreffend. Europäische technische Bewertungen bzw. Leistungserklärungen für Rillennägel oder Schrauben geben Informationen über die anzusetzenden Fließmomente oder es sind dort bereits charakteristische Werte der Tragfähigkeiten $F_{v,Rk}$ (Abscheren) und $F_{ax,Rk}$ (Herausziehen) pro Verbindungsmittel und Scherfuge angegeben. Die dort gegebenen Werte sind meist für eine typische charakteristische Rohdichte abgeleitet und müssen bei der Verwendung von Holz niedrigerer Rohdichte als der Bezugsrohddichte abgemindert werden. Die charakteristischen Werte der Tragfähigkeit von Nagelverbindungen nach EC 5 sind wie für alle Verbindungsmittel unter der Voraussetzung bestimmter Mindestnagelabstände festgelegt worden. Da die Löcher in Blechformteilen vorgestanzt sind, sind die Verbindungsmittelabstände vorgegeben. Bei der Bemessung von Verbindungen mit Blechformteilen sind die Mindestabstände trotzdem zu überprüfen.

E8.2 Balkenschuhe

Balkenschuhe werden häufig als Auflager für Vollholz- und Brett-schichtholzträger eingesetzt. Sie werden in vielen verschiedenen Formen und Maßen hergestellt. Bild E8-3 zeigt eine Holz-Holz-Verbindung mit Balkenschuhen.

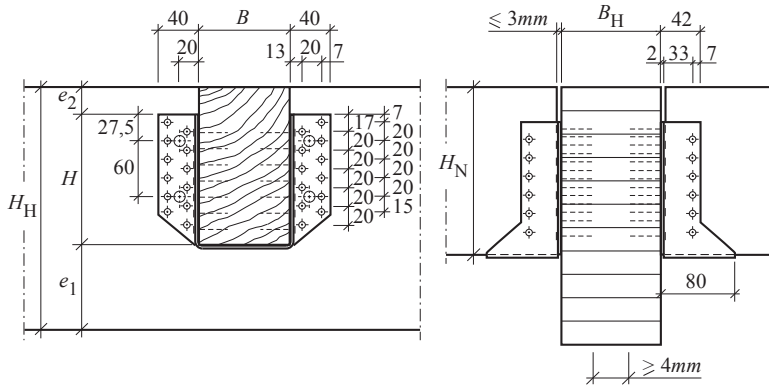


Bild E8-3 Balkenschuhe für eine Nebenträger-Hauptträger-Verbindung. (STEP 1995 Beitrag C13)

Bei einachsiger Beanspruchung des Balkenschuhs wirkt die Last in der Symmetrieebene des Balkenschuhs und wird vom Nebenträger über die Verbindung und gleichzeitig über Kontaktdruck im Bodenblech des Balkenschuhs in den Balkenschuh und dann weiter über die zweite Verbindung in den Hauptträger übertragen. Bei Balkenschuhen mit vergleichsweise wenigen Verbindungsmitteln im Nebenträgeranschluss wird der größte Teil der Last über Kontakt in das Bodenblech übertragen. Für die Bemessung eines Balkenschuhs kann auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass die zu übertragende Kraft im Schwerpunkt des Nebenträgeranschlusses angreift. Erfolgt die Kraftübertragung jedoch hauptsächlich durch Kontakt in das Bodenblech, verschiebt sich die Resultierende vom Hauptträger weg. Der Anschluss des Balkenschuhs an den Hauptträger wird demzufolge durch eine ausmittige Kraft beansprucht, die eine kombinierte Scher- und Ausziehbeanspruchung dieser Verbindungsmittel verursacht.

Balkenschuhe mit Bügeln, die auf der Oberseite des Hauptträgers befestigt werden, weisen meist weniger Verbindungsmittel im Haupt- und Nebenträgeranschluss auf. Bei dieser Art von Balkenschuhen erfolgt die Kraftübertragung hauptsächlich über Kontakt in den Hauptträger. Die Tragfähigkeit dieser Balkenschuhe lässt sich kaum rechnerisch ermitteln und muss daher durch Versuche bestimmt werden. Anders als bei dem in Bild E8-3 dargestellten Balkenschuh kann für die Tragfähigkeit, insbesondere bei Blechdicken unter 2 mm, auch das Zugversagen des Blechs maßgebend werden.

Üblicherweise erreichen die Nagelabstände zum Hirnholzende des Nebenträgers nicht die in EC 5 festgelegten Mindestwerte. Aus diesem Grund müsste eine geringere Tragfähigkeit dieser Nägel angenommen werden. Sobald sich die Nägel jedoch unter Last verformen, wird ein zunehmender Anteil der Last über Kontaktdruck in das Bodenblech des Balkenschuhs übertragen. Riberholt (1975) hat ein mechanisches Modell vorgestellt, mit dem der Anteil der Last in das Bodenblech abgeschätzt werden kann. Da das Tragverhalten der Nagelverbindung und der Lagerung auf dem Bodenblech als plastisch angesehen werden kann, können die Lastanteile aus der Verbindung und dem Kontaktdruck addiert werden.

E8.3 Sparrenpfettenanker

Sparrenpfettenanker werden zur Verbindung rechtwinklig zueinander angeordneter Hölzer verwendet, z. B. um Windsogkräfte aufzunehmen oder als Aufhängung von Unterzügen. Meist bilden zwei diagonal angeordnete Sparrenpfettenanker eine Verbindung. Es gibt Sparrenpfettenanker mit einer und mit zwei Lochreihen zur Aufnahme der Nägel. Sparrenpfettenanker werden in der Regel nur durch Zugkräfte beansprucht.

Bei der Bemessung von Sparrenpfettenankern sind drei verschiedene Komponenten der Verbindung zu berücksichtigen:

- Tragfähigkeit der Nagelverbindung. Unter der Annahme, dass die Kraft in der Ecke des Sparrenpfettenankers angreift, wird die Nagelverbindung ausmittig beansprucht (Bild E8-4).
- Tragfähigkeit des Sparrenpfettenankers im Nettoquerschnitt. Dieser wird ebenfalls ausmittig beansprucht.
- Tragfähigkeit der Hölzer. Eventuelle Querzugspannungen können mit Hilfe der in Beitrag E11 dargestellten Bemessungsverfahren nachgewiesen werden.

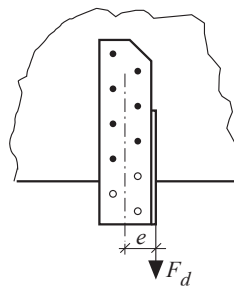


Bild E8-4 Zugbeanspruchung eines Sparrenpfettenankers. (STEP 1995 Beitrag C13)

E8.4 Literatur

E. Gehri, Originalbeitrag C13, STEP 1995.

Ehlbeck J. und Görlacher R. (1982). Mindestnagelabstände bei Stahlblech-Holznagelung. Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe.

Riberholt H. (1975). Berechnung von Stahlblech-Holz Verbindungsteilen in Dänemark. Bauen mit Holz 77:534-536.

E9 Kontaktverbindungen

Originalbeitrag: J. Ehlbeck, M. Kromer

Eine Holzkonstruktion, die in der Regel aus stabförmigen, aus dem Baumstamm gewonnenen Elementen besteht, ist nur dann leistungsfähig, wenn die Einzelbauteile sinnvoll zu einem Ganzen zusammengefügt werden. Verbindungen übertragen die durch äußere Lasteinwirkung entstehenden inneren Kräfte von Element zu Element. Zwei oder mehr Einzelelemente werden in den Knotenpunkten der Konstruktion zusammengeführt. Diese Verbindungen sind häufig Kontaktverbindungen, bei denen die aufzunehmenden Kräfte nur durch Druckkontakt und gegebenenfalls durch Reibung übertragen werden. Bei einigen Verbindungen werden zusätzlich hölzerne oder metallene Verbindungsmittel eingesetzt, die normalerweise der Lagesicherung dienen, aber auch zur Kraftübertragung herangezogen werden können. Obwohl vielfältige Varianten traditioneller, zimmermannsmäßiger Holzverbindungen existieren, lassen sich diese auf bestimmte Grundformen zurückführen. Typische Grundformen der Verblattung, Versatzung, Verzapfung und Verkämmung sind in Bild E9-1 dargestellt.

Die genannten Grundformen zimmermannsmäßiger Verbindungen und deren Varianten werden als Längsverbindungen zur Verlängerung der Hölzer in faserparalleler Richtung oder als Querverbindungen, bei denen sich Stäbe rechtwinklig oder schräg kreuzen, verwendet. Zimmermannsmäßige Verbindungen sind im EC 5 nicht geregelt, jedoch enthält der NA zu EC 5 (NCI NA.12) Bemessungsgleichungen und Mindestmaße für Versätze, Zapfen- und Holznagelverbindungen.

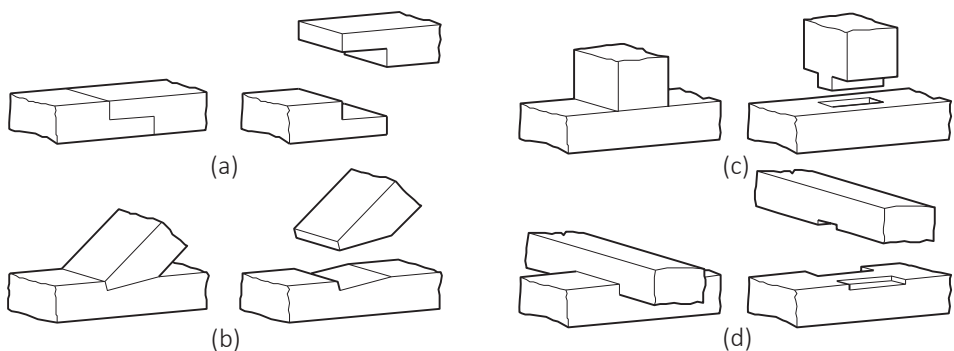


Bild E9-1 Grundformen: (a) Verblattung, (b) Versatzung, (c) Verzapfung, (d) Verkämmung.
(STEP 1995 Beitrag C12)

E9.1 Versätze

Der Versatz ist ein Anschluss zur Übertragung von Druckkräften geneigter Streben in Gurthölzer. Die Strebendruckkraft wird dabei in der Stirnfläche des Versatzes durch Kontakt übertragen und anschließend über eine Scherbeanspruchung des Versatzvorholzes in den Gurt weitergeleitet. Eine Lagesicherung erfolgte in früheren Zeiten oft durch einen zusätzlichen Zapfen, heute durch einen Sparrennagel oder eine Holzschraube, einen Schraubenbolzen oder durch seitlich aufgenagelte Laschen. Zur Anwendung kommen im Ingenieurholzbau hauptsächlich die in Bild E9-2 gezeigten einfachen Versätze, insbesondere der Stirnversatz und der Fersenversatz, sowie als Kombination beider Versatzformen der doppelte Versatz.

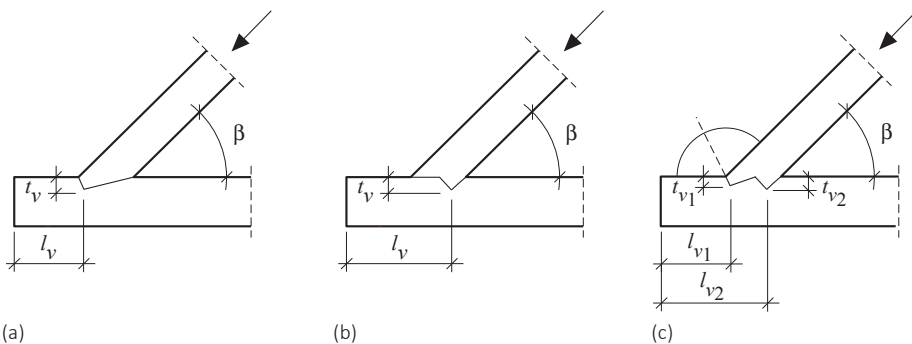


Bild E9-2 Ausführungsmöglichkeiten typischer Versatzverbindungen: (a) Stirnversatz, (b) Fersenversatz, (c) doppelter Versatz. (STEP 1995 Beitrag C12)

Für die Bemessung einer Versatzverbindung ist zunächst der Nachweis zu führen, dass die Tragfähigkeit der vorhandenen Kontaktflächen ausreichend ist. Bei üblichen Strebenneigungen von 30° bis 60° wird für die Übertragung von Druckkräften nur die Stirnfläche, nicht aber der Versatzrücken berücksichtigt. Die Größe der Stirnfläche lässt sich aus der Bauteilbreite b und der Versatztiefe t_v bestimmen. Die aus einer angreifenden Druckkraft $F_{c,\alpha,Ed}$ resultierenden Bemessungsspannungen $\sigma_{c,\alpha,d}$ in der Stirnfläche A des Versatzes, die unter einem Winkel α zur Faserrichtung wirken, müssen dabei die folgende Bedingung erfüllen:

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{f_{c,\alpha,d}} \leq 1 \quad (\text{E9-1})$$

mit

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,\alpha,Ed}}{A} \quad (\text{E9-2})$$

und

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,c}}{2 \cdot f_{c,90,d}}\right)^2 \cdot \sin^4 \alpha + \left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{v,d}}\right)^2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha + \cos^4 \alpha}} \quad (\text{E9-3})$$

Aus Gleichung (E9-3) ist ersichtlich, dass der Widerstand von den Druckfestigkeiten parallel und rechtwinklig zur Faser sowie der Schubfestigkeit abhängt. Durch den Versatz, bei dem die Stirnfläche meist um einen Winkel gegenüber dem Gurt (und der Strebe) geneigt ist, entsteht eine Kombination aller drei Spannungskomponenten (Herleitung von Gleichung (E9-3) siehe Anlage 2, Gleichung (5)). Für die Übertragung einer größtmöglichen Druckkraft über einen Stirnversatz ist es erforderlich, die Neigung der Stirnfläche so zu wählen, dass sie dem halben Anschlusswinkel β der Strebe an das Gurtholz entspricht. Dadurch wird erreicht, dass der Winkel α zwischen Kraft- und Faserrichtung des Holzes sowohl in der Strebe als auch im Gurt am kleinsten ist ($\alpha = \beta/2$), siehe Bild E9-3.

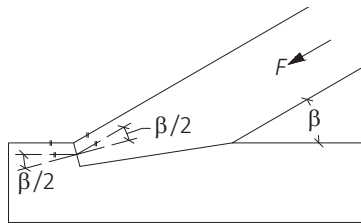


Bild E9-3 Definition der Winkel bei einem Stirnversatz.

Es wird weiterhin empfohlen, bei der Wahl der Einschnittiefen t_v folgende Bedingung einzuhalten:

$$t_v \leq \begin{cases} h/4 & \text{für } \beta \leq 50^\circ \\ h/6 & \text{für } \beta > 60^\circ \end{cases} \quad (\text{E9-4})$$

Die Scherspannungen im Gurt dürfen als gleichmäßig verteilt in Rechnung gestellt werden, allerdings dürfen Vorholzlängen $> 8 \cdot t_v$ bei der Ermittlung der Scherfläche nicht berücksichtigt werden. Bei größeren Vorholzlängen wird die Scherspannungsverteilung immer ungleichmäßiger (mit höheren Spannungsspitzen bei der Stirnfläche), und eine weitere Vergrößerung der Scherflächen würde rechnerisch zu unrealistisch hohen Tragfähigkeiten führen. Des Weiteren muss mit einer wirksamen Breite b_{ef} nach Gleichung (D1-17) gerechnet werden, um den Einfluss von Rissen auf die Schubtragfähigkeit zu berücksichtigen. Versätze müssen außerdem eine Lagesicherung aufweisen.

Weiter ist zu beachten, dass die ausmittige Kräfteinleitung in der anzuschließenden Druckstrebe **zusätzliche Biegemomente** erzeugen kann, die bei einer Bemessung berücksichtigt werden müssen. Ebenso ist ein Nachweis der Tragfähigkeit des Gurtes, der durch Zugkräfte und Biegemomente beansprucht wird, zu führen.

Treppenversatz

Eine Modifikation der bestehenden Versatzgeometrie (Stirn- und Fersenversatz) scheint sinnvoll, um die Holzquerschnitte möglichst effizient zu nutzen. Durch den Einsatz eines Treppenversatzes wird die vollständige Strebenhöhe zur Kraftübertragung genutzt. Die Verzahnung zwischen Strebe und Gurtbauteil wird über mehrere Fersenversätze erreicht. Ein Treppenversatz ist in Bild E9-4 dargestellt. Der Treppenversatz wird durch eine geringe Einschnitttiefe und möglichst viele Fersenversätze charakterisiert. Die maximale Fersenanzahl ist von der Strebenhöhe, der Einschnitttiefe und vom Strebenanschlusswinkel abhängig, da auch für den Treppenversatz die Neigung der Stirnfläche so zu wählen ist, dass sie dem halben Anschlusswinkel β der Strebe an das Gurtholz entspricht.



Bild E9-4 Treppenversatz. (Blaß und Enders-Comberg, 2012)

Umfangreiche experimentelle Untersuchungen haben gezeigt, dass der Treppenversatz ähnliche Tragfähigkeiten wie der doppelte Versatz aufweist, allerdings wird nur ein Drittel der Einschnitttiefe benötigt, wodurch die Querschnittsschwächung des Gurtes verringert wird (Blaß und Enders-Comberg, 2012). Durch den Einsatz von Laubholz (z. B. Esche oder Buche) als Randlamelle im Gurtbauteil kann die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung deutlich erhöht werden.

Bemessungsvorschlag

Durch den Einsatz des Treppenversatzes wirkt die resultierende Druckkraft in der Strebe mittig, sodass keine zusätzlichen Momente entstehen. Bei Versuchen von Treppenversätzen mit maximaler Fersenanzahl wurde meist ein Querdruckversagen im Gurt festgestellt (Blaß und Enders-Comberg, 2012). Für Anschlusswinkel $\geq 45^\circ$ wird für die Bemessung der

Tragfähigkeit daher ein Querdruckversagen zugrunde gelegt. Hierzu wird die rechnerische Aufstandsfläche links und rechts um jeweils 30 mm vergrößert. Da in Gurtbauteilen aus Hybrid-BSH ein Querdruckversagen der Nadelholzlamelle unterhalb der Buchenholzlamelle auftreten kann, wird die Querdrucktragfähigkeit im Übergangsbereich vom Buchen- zum Nadelholz ermittelt. Hierzu wird von einem Lastausbreitungswinkel von 45° ausgegangen, welcher eine zusätzliche Vergrößerung der anzusetzenden Querdruckfläche ermöglicht. Der Biege widerstand der Buchenlamelle bleibt unberücksichtigt. Eine ausreichend große Vorholzlänge wird vorausgesetzt, sodass ein Querdruckversagen in der Nadelholzlamelle maßgebend ist. Andernfalls sollte das Vorholz auf ein mögliches Schubversagen nachgewiesen werden. Der folgende Bemessungsvorschlag ist in Enders-Comberg und Blaß (2014) enthalten, die entsprechenden geometrischen Angaben können Bild E9-5 entnommen werden.

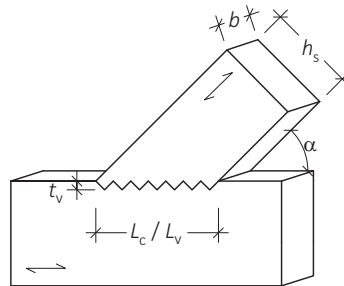


Bild E9-5 Treppensatz, geometrische Angaben (Blaß und Enders-Comberg, 2014).

Nachweis der Querdruckfähigkeit $R_{c,90}$:

$$R_{c,90} = \frac{A_c \cdot f_{c,90} \cdot k_{c,90}}{\sin \alpha} \quad (\text{E9-5})$$

mit der Länge der Druckfläche L_c

$$L_c = \frac{h_s}{\sin \alpha} \quad (\text{E9-6})$$

und der Druckfläche A_c

$$A_c = b \cdot (L_c + 2 \cdot 30 \text{ mm}) \quad (\text{E9-7})$$

Nachweis der Schubtragfähigkeit R_v :

$$R_v = \frac{A_v \cdot f_v}{\cos \alpha} \quad (\text{E9-8})$$

mit der Länge der Scherfläche L_v

$$L_v = \frac{h_s}{\sin\alpha} \quad (\text{E9-9})$$

und der Scherfläche A_v

$$A_v = b \cdot L_v \quad (\text{E9-10})$$

E9.2 Zapfenverbindungen

Zapfenverbindungen werden im zimmermannsmäßigen Holzbau zur querkraftübertragenden Verbindung einzelner Bauteile in Decken-, Wand- und Dachkonstruktionen herangezogen. In heutiger Zeit kommen aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nur noch Zapfenverbindungen zur Anwendung, die sich mit Hilfe CNC-gesteuerter Bearbeitungsmaschinen herstellen lassen. Dies sind im Wesentlichen gerade Zapfen mit mittiger Zapfenlage ("mittige" Zapfen), durchgehender Unterseite ("untenliegende" Zapfen) oder einer Zwischenform mit "variabler" Zapfenlage. Mittige Zapfen dienen dabei zur Verbindung von Hölzern mit gleicher Querschnittshöhe, während variable und untenliegende Zapfen für das Einzapfen in Wechselbalken oder Unterzüge mit höheren Querschnitten verwendet werden. Bild E9-6 zeigt einen typischen Zapfen mit geometrischen Angaben. Die Zapfenhöhe h_z beträgt bei von Hand bearbeiteten Verbindungen zumeist ein Drittel der Balkenhöhe h . Bei neueren Konstruktionen richtet sich die Zapfenhöhe meist nach den zur Verfügung stehenden Bearbeitungsmaschinen, muss aber mindestens $h/6$ betragen. Die Mindest- und Maximalmaße für Zapfenlängen ℓ_z sind laut NA 15 mm und 60 mm und der Zapfen muss über die ganze Länge ℓ_z im Zapfenloch aufliegen. Zapfenlöcher sollten nur mittig bzw. im Biegedruckbereich des Balkens angeordnet werden. Die durch die Zapfenlöcher verursachten Querschnittsschwächungen sind bei der Bemessung zu berücksichtigen. Für den gezapften Balken gilt, dass h_o mindestens so groß sein muss wie h_u . Weiterhin gilt, dass die untere Ausklinkung h_u höchstens $h/3$ betragen darf und dass der gezapfte Balken ein Höhen-Breiten-Verhältnis von $1,5 \leq h/b \leq 2,5$ aufweisen muss. Bild E9-7 stellt die komplexen geometrischen Randbedingungen grafisch dar. Der Hintergrund dieser geometrischen Randbedingungen ist die Tatsache, dass das Rechenmodell an Versuchskörpern validiert wurde, die innerhalb dieser Grenzen lagen. Eine Extrapolation kann zu nicht konservativen Ergebnissen führen.

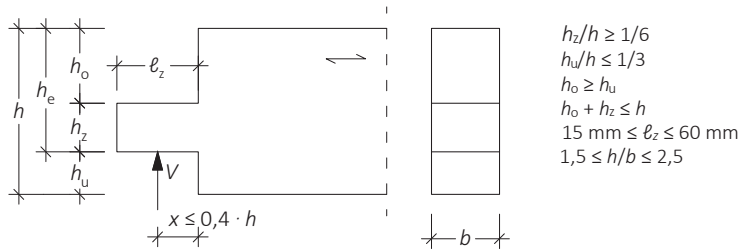


Bild E9-6 Zapfenverbindung.

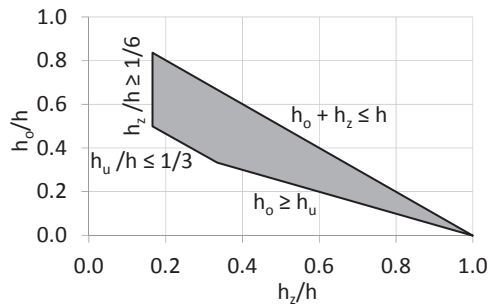


Bild E9-7 Geometrische Randbedingungen für Zapfen.

Die Bemessung von Zapfenverbindungen kann ähnlich wie eine Bemessung für ausgeklinkte Biegestäbe durchgeführt werden (Gleichung (D5-9) in Beitrag D5), allerdings muss zusätzlich die Querdruckfestigkeit $f_{c,90}$ überprüft werden. Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit F_{Rk} des Zapfens mit einer Zapfenbreite b wird also wie folgt ermittelt (Maße in Bild E9-6), wobei $h \leq 300$ mm gilt:

$$F_{Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot b_{ef} \cdot h_e \cdot k_z \cdot k_v \cdot f_{v,k} \\ 1,7 \cdot b \cdot l_{z,ef} \cdot f_{c,90,k} \end{array} \right. \quad (E9-11)$$

Der obere Term in Gleichung (E9-11) ist ein auf einen Schubspannungsnachweis reduzierter Querkzugnachweis, der die Versagensart „Risswachstum in Faserrichtung“ abbildet (Hintergründe siehe Beitrag D5). Die wirksame Breite b_{ef} nach Gleichung (D1-17) berücksichtigt den Einfluss von Rissen auf die Schubtragfähigkeit. Der Faktor k_z basiert auf Versuchsergebnissen und berücksichtigt Einflüsse aus der Geometrie der Zapfenverbindung:

$$k_z = \frac{h_z}{h_e} \cdot \left[1 + 2 \cdot \left(1 - \frac{h_z}{h_e} \right)^2 \right] \cdot \left(2 - \frac{h_e}{h} \right) \quad (E9-12)$$

Der Beiwert k_v berücksichtigt die Gefahr eines Rissfortschrittes und mindert die Scherfestigkeit. k_v muss kleiner als 1 sein und entspricht dem Beiwert k_v für Ausklinkungen aus Gleichung (D5-10).

Der untere Term hingegen ist der Nachweis der Querdruckfestigkeit und wurde aus Versuchsergebnissen hergeleitet, der Vorfaktor 1,7 resultiert aus der Anpassung des Nachweises an die Versuchsergebnisse. Der Vorfaktor entspricht dem Beiwert $k_{c,90}$, der bei einem Querdrucknachweis angesetzt wird (siehe Beitrag D1, Gleichung (D1-4)) und berücksichtigt u. a. die Tatsache, dass sich die Querdruckbelastung auf Bereiche außerhalb der direkt belasteten Teilfläche verteilt, wodurch die Querdruckfestigkeit steigt (siehe auch Bild D1-3). Die Lastausbreitung über die Zapfenlänge ℓ_z hinaus wird ebenfalls über die wirksame Zapfenlänge $\ell_{z,ef}$ erfasst (auch hier analog zum Querdrucknachweis, wirksame Fläche A_{ef} in Gleichung (D1-5)):

$$\ell_{z,ef} = \min \begin{cases} \ell_z + 30 \text{ mm} \\ 2 \cdot \ell_z \end{cases} \quad (\text{E9-13})$$

Bei Zapfenverbindungen kann das Bauteil mit dem Zapfen also auf Querzug analog zu einer Ausklinkung und auf Querdruck in der Zapfenauflagefläche versagen und muss dementsprechend nachgewiesen werden (Gleichung (E9-11)). Bei Zapfenverbindungen in Deckenkonstruktionen wird jedoch das Bauteil mit dem Zapfenloch auch auf Querzug beansprucht, da dann die Zapfenverbindung wie ein Queranschluss wirkt und das Bauteil mit dem Zapfenloch demzufolge quer zur Faserrichtung beansprucht wird. Die in diesem Fall notwendigen Nachweise werden in Beitrag E11 erläutert.

E9.3 Schwalbenschwanzverbindung

Durch das Aufkommen computergesteuerter Abbundanlagen (CNC-Maschinen) erleben auch ursprünglich traditionelle Zimmermannsverbindungen eine Renaissance. Eine solche Verbindung, die Schwalbenschwanzverbindung, ist in einer allgemeinen bautechnischen Zulassung für eine Haupt-Nebenträgerverbindung in NKL 1 und 2 geregelt (Z-9.1-649), Bild E9-8. Das Versagen der Nebenträger einer solchen Schwalbenschwanzverbindung ist durch ein kombiniertes Querzug- und Schubversagen im unteren Bereich des Schwalbenschwanzzapfens ähnlich dem Versagen einer Ausklinkung gekennzeichnet; die Tragfähigkeit der Hauptträger ist überwiegend durch das Erreichen der Querzugfestigkeit ähnlich dem Verhalten eines Queranschlusses begrenzt.

Beobachtungen von Versuchen zeigten in der Tat, dass der Nebenträger ähnlich wie ein ausgeklinktes Trägersauflager versagt, der Hauptträger wie ein Bauteil mit Queranschluss, d. h. mit einer Kraftkomponente rechtwinklig zur Faserrichtung. Die Lage der Querzugrisse im Nebenträger liegt anders als bei Ausklinkungen jedoch nicht an der Ausklinkungsecke, sondern eher am Übergang zwischen der geraden Zapfenflanke und der unteren Ausrundung. Dies trifft sinngemäß auch auf die Hauptträger zu, bei denen die Querzugrisse ebenfalls in der Höhe des Übergangs zwischen der geraden Zapfenflanke und der unteren Ausrundung auftreten. Daher kann für die Bemessung von Schwalbenschwanzverbindungen bei Haupt- und Nebenträgerverbindungen das Bemessungsverfahren für Ausklinkungen bzw. Queranschlüsse des EC 5 und des NA sinngemäß zugrunde gelegt werden, Gleichungen siehe auch abZ Z-9.1-649.

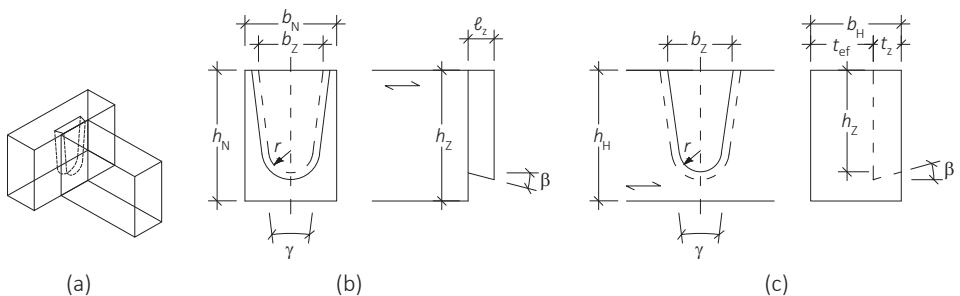


Bild E9-8 Einseitige Schwalbenschwanzverbindung, (a) 3D Übersicht, (b) Nebenträger, (c) Hauptträger.

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit $F_{90,Rd}$ einer durch eine Querkraft in Einschubrichtung beanspruchten Schwalbenschwanzverbindung beträgt je Anschluss:

$$F_{90,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{ab} \cdot \frac{h_z}{h_z - r} \cdot \left(6,5 + \frac{18 \cdot (h_H - h_z + r)^2}{h_H^2} \right) \cdot (t_{ef} \cdot h_H)^{0,8} \cdot f_{t,90,d} \\ \frac{k_v \cdot b_N \cdot (h_z - r)}{1,5} \cdot f_{v,d} \end{array} \right. \quad (E9-14)$$

mit (siehe auch Bild E9-8):

h_H Höhe des Hauptträgers in mm, $h_H \geq 140$ mm

b_H Breite des Hauptträgers in mm, $b_H \geq 60$ mm

h_z Zapfenhöhe parallel zur Seitenfläche der Hauptträger in mm

r Zapfenlochradius parallel zur Seitenfläche der Hauptträger in mm,
 $15 \text{ mm} \leq r \leq 60 \text{ mm}$

t_{ef} wirksame Anschlusstiefe in mm, $t_{ef} = \min(b_H, 100 \text{ mm})$

$f_{t,90,d}$ Bemessungswert der Querkzugfestigkeit (in Z-9.1-649: $f_{t,90,k} = 0,5 \text{ MPa}$)

k_{ab} Beiwert zur Berücksichtigung ein- oder beidseitiger Anschlüsse:

$k_{ab} = 1$ bei einseitigen Anschlüssen

$k_{ab} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ b_H / 200 \end{array} \right.$ bei beidseitigen Anschlüssen

h_N Höhe des Nebenträgers in mm, $140 \text{ mm} \leq h_N \leq 280 \text{ mm}$

b_N Breite des Nebenträgers in mm, $b_N \geq 60$ mm

ℓ_z Zapfenlänge in mm, $25 \text{ mm} \leq \ell_z \leq 30 \text{ mm}$

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{k_n}{\sqrt{h_N} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1 - \alpha)} + 0,4 \cdot \frac{\ell_z}{h_N} \cdot \sqrt{1 - \alpha^2} \right)} \end{array} \right.$$

α Ausklinkungsverhältnis, $\alpha \geq 0,4$, $\alpha = \cos \delta \cdot (h_z - r) / h_N$,

δ Neigung des Nebenträgers in °

$k_n = \begin{cases} 5 & \text{für Vollholz aus Nadelholz} \\ 6,5 & \text{für Brettschichtholz} \end{cases}$

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit (in Z-9.1-649: $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$)

b_z Breite des Zapfens mit $b_z \geq 0,8 \cdot b_N$

γ Konuswinkel des Zapfens mit $4^\circ \leq \gamma \leq 12^\circ$

β Schwalbenschwanzfräswinkel mit $10^\circ \leq \beta \leq 18^\circ$

Der obere Ausdruck in Gleichung (E9-14) beschreibt den Nachweis des Hauptträgers und wurde analog dem in Beitrag E11 gezeigten Nachweis für Queranschlüsse (Gleichung (E11-35)) hergeleitet. Der untere Ausdruck in Gleichung (E9-14) enthält den Nachweis des Nebenträgers und ist angelehnt an den in Beitrag D5 erläuterten Nachweis für unverstärkte Ausklinkungen (Gleichung D5-9).

E9.4 Holznagelverbindungen

EC 5 enthält keine Angaben zu Holznagelverbindungen. Im NA hingegen werden Bemessungsregeln für Verbindungen mit Eichenholznägeln gegeben, die aus Versuchsergebnissen abgeleitet wurden. Die charakteristische Tragfähigkeit F_{Rk} in N eines Nagels auf Abscheren mit konstantem Querschnitt (meist rund oder achteckig mit Durchmesser d in mm) wird wie folgt ermittelt, wobei $20 \text{ mm} \leq d \leq 30 \text{ mm}$ (Nur Eichenholznägel mit Durchmessern zwischen 20 mm und 30 mm wurden geprüft und dementsprechend ist Gleichung (E9-15) nur innerhalb dieser Grenzen gültig.):

$$F_{Rk} = 9,5 \cdot d^2 \quad (\text{E9-15})$$

Die Rohdichte der zu verbindenden Holzbauteile muss mindestens 350 kg/m^3 betragen, und der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung hat keinen Einfluss auf F_{Rk} . Die Mindestholzdicke beträgt $2 \cdot d$. Die Mindestabstände (Rand-, End-, Zwischenabstände) betragen ebenfalls $2 \cdot d$.

E9.5 Literatur

J. Ehlbeck, M. Kromer, Originalbeitrag C12, STEP 1995.

Blaß H.J. und Enders-Comberg M. (2012). Fachwerkträger für den industriellen Holzbau. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 22, KIT Scientific Publishing Karlsruhe, 161 S.

Enders-Comberg M. und Blaß H.J (2014). Treppenversatz – Leistungsfähiger Kontaktanschluss für Druckstäbe. Der Bauingenieur 89(4):162-171.

E10 Eingeklebte Stahlstäbe

Originalbeitrag: C.J. Johansson

Verbindungen mit eingeklebten Stäben werden hauptsächlich in Brett- oder Furnierschichtholzkonstruktionen eingesetzt. Bild E10-1 und Bild E10-2 zeigen einige Beispiele. Die Stäbe werden verwendet, um Risse in gekrümmten und in ausgeklinkten Trägern aufgrund von Querzugspannungen zu verhindern oder um Kräfte in eine Konstruktion oder in einen Teil davon einzuleiten wie z. B. bei einem Anschluss einer Stütze an ein Fundament oder in einer Rahmenecke. Auch bei der Sanierung und Instandsetzung werden eingeklebte Stahlstäbe eingesetzt. Die Stäbe können dabei auf Herausziehen, auf Abscheren oder durch eine Kombination beider Grundfälle beansprucht werden. Der herstellende Betrieb muss im Besitz eines Nachweises der Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen sein (DIN 1052-10). Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben sind im EC 5 nicht enthalten. Bemessung und Ausführung sind im NA (NCI NA.11) geregelt. Vorteile bei der Verwendung eingeklebter Stäbe sind:

- Möglichkeit der Übertragung großer Einzelkräfte,
- Möglichkeit der faserparallelen Anordnung der Stahlstäbe,
- sehr steife Verbindung bei axialer Beanspruchung,
- guter Feuerwiderstand, da das umgebende Holz den Stahl schützt.

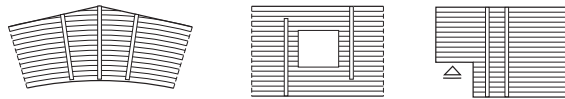


Bild E10-1 Eingeklebte Stäbe zur Vermeidung von Rissen (Satteldachträger mit gekrümmtem Untergurt, Durchbruch, Ausklinkung). (STEP 1995 Beitrag C14)

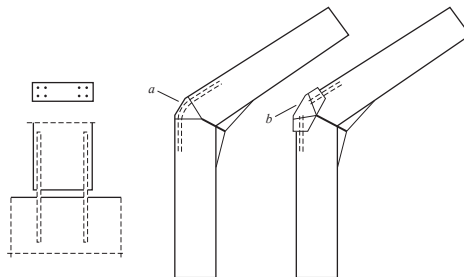


Bild E10-2 Eingeklebte Stäbe in einem eingespannten Stützenanschluss und in einer biegesteifen Rahmenecke; a mit Mörtel verfüllt, b Stahleinpassung. (STEP 1995 Beitrag C14)

Anstelle von eingeklebten Stäben werden bei Verstärkungen rechtwinklig zur Faserrichtung zunehmend Gewindestangen mit Holzschraubengewinde verwendet, die wie Holzschrauben in vorgebohrte Löcher eingedreht werden und über das Gewinde mechanisch mit dem Holz verbunden sind. Bei einer faserparallelen Anordnung sind eingeklebte Stahlstäbe jedoch besser geeignet. Verstärkte Verbindungen werden in Beitrag E12 vorgestellt.

E10.1 Materialien und Herstellung

Es ist schwierig, zwischen einer glatten Stahloberfläche und dem Klebstoff eine zuverlässige Adhäsion zu erreichen. Um eine mechanische Verzahnung zwischen Stab und Klebstoff zu erhalten, werden daher Gewindestangen oder Betonrippenstäbe bevorzugt. Alle Festlegungen des NA gelten folglich auch nur für Verbindungen mit Gewindestangen oder gerippten Betonstabstählen. In der Regel werden Stäbe mit Durchmessern zwischen 12 mm und 24 mm verwendet. Die Stäbe werden entweder durch Injektion des Klebstoffs eingeklebt (Bild E10-3) oder der Klebstoff wird in das Loch gegossen und der Stab eingeschoben. Die Bohrlöcher sind etwa 1 mm bis 4 mm größer als der Außendurchmesser des Gewindes, um genügend Platz für die Injektion des Klebstoffs zu haben.

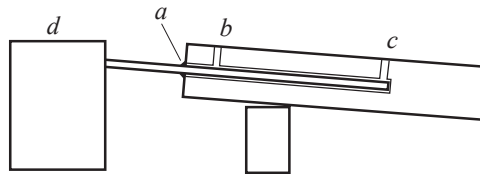


Bild E10-3 Injektion einer Verbindung mit eingeklebtem Stab; *a* Versiegelung, *b* Klebstoffaustritt, *c* Klebstoffeintritt, *d* Ein Klotz verhindert das Herausdrücken des Stabes durch den Klebstoff. (STEP 1995 Beitrag C14)

Es werden verschiedene Klebstoffe wie Phenol-Resorcinharze, Zweikomponenten-Polyurethan-Klebstoffe und Zweikomponenten-Epoxydharze verwendet. Die Wahl des Klebstoffs hängt von der Herstellungsmethode und der Beanspruchungsart der Stäbe ab. In Deutschland ist für den Klebstoff eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die Verwendung mit eingeklebten Stahlstäben erforderlich. Bei Lochdurchmessern, die größer als der Stabdurchmesser sind, hängt die Ausziehfestigkeit des Stabes signifikant von der Festigkeit und der Dauerhaftigkeit der Klebstoffuge ab.

Phenol-Resorcinharz-Klebstoffe haben für die Anwendung im konstruktiven Holzbau, so z. B. für Brettschichtholz, eine lange Tradition. Riberholt (1988) schlägt jedoch vor, dass Phenol-Resorcinharz-Klebstoffe nicht für Verbindungen verwendet werden sollten, die

mit der Injektionsmethode und übergroßen Löchern hergestellt wurden, da durch das Schrumpfen des Klebstoffs bei der Aushärtung die Festigkeit verringert wird. Zweikomponenten-Polyurethan-Klebstoffe hingegen reagieren häufig empfindlich auf höhere Temperaturen (Aicher, 1992) und sollten daher nur im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für diese Anwendung verwendet werden. Dies gilt insbesondere in Verbindungen, die mit der Injektionsmethode hergestellt wurden und bei denen ständige hohe Lasten auftreten.

Bei auf Abscheren beanspruchten, eingeklebten Stäben ist die Wahl des Klebstoffs weniger wichtig, da die Kräfte im Wesentlichen über Druck- aber auch über Zugbeanspruchung in die Klebstoffuge übertragen werden und das mechanische Verhalten demjenigen von auf Abscheren beanspruchten stiftförmigen Verbindungsmitteln ähnlich ist.

E10.2 Auf Abscheren beanspruchte Stäbe

Die Tragfähigkeit auf Abscheren beanspruchter Stäbe kann mit den Johansen-Gleichungen für stiftförmige Verbindungsmittel (erweitert um den Einhängeeffekt) bestimmt werden, vgl. Beiträge E1 und E2. Es gelten die Bestimmungen für Bolzen, die auch für nicht eingeklebte Gewindestangen gültig sind, Beitrag E4.

Durch das Einkleben der Stäbe erhält man einen nahezu unendlich großen Reibungskoeffizienten zwischen Stahl und Holzoberfläche. Für rechtwinklig zur Faser eingeklebte Stäbe konnten Rodd et al. (1989) eine erhebliche Steigerung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit im Vergleich zu nicht eingeklebten Stäben nachweisen. Darum gilt, dass die mit Gleichung (E4-2) ermittelte Lochleibungsfestigkeit $f_{h,\alpha,k}$ mit dem Faktor 1,25 erhöht werden darf, wenn die Stahlstäbe rechtwinklig zur Faser eingeklebt sind. Bei parallel zur Faser eingeklebten Stäben ist die Lochleibungsfestigkeit sehr gering und beträgt nur 10% des Wertes für rechtwinklig zur Faser eingeklebte Stäbe. Bei Kraft-Faser-Winkeln zwischen 0° und 90° darf die Lochleibungsfestigkeit durch lineare Interpolation bestimmt werden. Die Mindestabstände für eingeklebte Stahlstäbe sind in Tabelle E10-1 angegeben.

Tabelle E10-1 Mindestabstände für auf Abscheren belastete eingeklebte Stahlstäbe nach NCI NA.11 (2013).

	Mindestabstände
Parallel zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe:	
a_2 = Zwischenabstand,	$a_2 = 5 \cdot d$
$a_{2,c/t}$ = unbelasteter/belasteter Endabstand	$a_{2,c} = 2,5 \cdot d$
	$a_{2,t} = 4 \cdot d$
Rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	Siehe Stabdübel, Tabelle E4-2

E10.3 In Schaftrichtung beanspruchte Stäbe

Auf Herausziehen belastete, eingeklebte Stahlstäbe können auf drei verschiedene Arten versagen:

- Zugversagen der Stahlstäbe,
- Versagen der Klebefuge bzw. des Holzes entlang der Bohrlochwandung,
- Versagen des Holzbauteils.

Falls mehrere eingeklebte Stahlstäbe einer Verbindung nicht gleichmäßig beansprucht werden, dann muss der Versagensfall „Zugversagen der Stahlstäbe“ maßgebend werden. Durch die plastische Verformung des höchst beanspruchten Stahlstabs ist dann eine Lastumverteilung zwischen den einzelnen Stahlstäben in der Verbindung möglich. Ungleichmäßige Zugbeanspruchungen in einer Gruppe von Stahlstäben können z. B. durch ungleichmäßiges Anziehen von Muttern oder durch Verformungen in Stahlanschlussteilen entstehen. Die letzte Versagensart, Versagen des Holzbauteils, wird durch einen Zugspannungsnachweis des Holzbauteils im Nettoquerschnitt oder durch einen Nachweis des Blockscherens überprüft. Die anderen beiden Versagensarten gehen in die Ermittlung des Bemessungswertes des Ausziehwiderstandes $F_{ax,Rd}$ eines eingeklebten Stabes ein:

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_{ef} \cdot f_{y,d} \\ \pi \cdot d \cdot \ell_{ad} \cdot f_{k1,d} \end{array} \right. \quad (\text{E10-1})$$

Die Traglast für das Zugversagen des Stahlstabes wird über seinen Spannungsquerschnitt A_{ef} und seine Streckgrenze $f_{y,d}$ ermittelt. Die Bemessung der Klebefuge wird ähnlich wie für Verstärkungen mit Festigkeitskennwerten für Klebefugen ausgeführt, siehe Beitrag E12. ℓ_{ad} ist die Einklebelänge des Stahlstabes, d der Durchmesser und $f_{k1,d}$ ist der Bemessungswert der Festigkeit für Klebefugen, deren charakteristischer Wert in Tabelle D8-1 (Beitrag D8) gegeben ist.

Die erforderlichen Mindestabstände für auf Herausziehen beanspruchte Stäbe sind in Tabelle E10-2 gegeben. Unter bestimmten Randbedingungen dürfen für faserparallel in Brettschichtholz eingeklebte Stahlstäbe geringere Mindestabstände verwendet werden (siehe allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-791).

Die Mindesteinklebelänge $\ell_{ad,min}$ für in Schaftrichtung beanspruchte Stäbe ist:

$$\ell_{ad,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot d^2 \\ 10 \cdot d \end{array} \right. \quad (\text{E10-2})$$

Die Mindesteinklebelängen sollten immer eingehalten werden, da Versuche gezeigt haben, dass bei kurzen Einklebelängen zunehmend sprödes Versagen auftritt. Bei mehreren eingeklebten Stahlstäben, die in Schaftrichtung beansprucht sind, können Gruppeneffekte auftreten, die zu einem sogenannten „group tear-out“ ähnlich einem Blockscher-versagen führen, bei dem die Verbindungsmittelgruppe komplett herausgezogen wird. Der NA gibt hierfür keine Hinweise. Für Gruppen eingeklebter Stahlstäbe sollte jedoch eine **wirksame Anzahl** $n_{\text{ef}} = n^{0,9}$ wie für zugbeanspruchte Schraubengruppen angenommen werden, falls nicht plastisches Stahlversagen maßgebend wird (weiteres siehe Beitrag E13). Eingeklebte Stahlstäbe können auch für Queranschlüsse verwendet werden. In einem solchen Fall müssen auch die Nachweise der Querspannungen geführt werden, die in Beitrag E11 erläutert werden. Weiterhin ist es bei in Schaftrichtung beanspruchten Stäben wichtig, dass Korrosion der Stäbe verhindert wird. Riberholt (1988) weist auf die Gefahr hin, dass die Klebfuge zwischen Stahl und Holz durch die Ausbreitung von Rost zerstört wird. Eingeklebte Stäbe müssen daher z. B. durch eine Zinkauflage gegen Korrosion geschützt werden. Riberholt (1986) stellte fest, dass einige Klebstoffe wie z. B. Epoxidharze bereits einen guten Korrosionsschutz ergeben.

Tabelle E10-2 Mindestabstände für auf Herausziehen belastete eingeklebte Stahlstäbe nach NCI NA.11 (2013).

	Mindestabstände
Parallel zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	
Zwischenabstand	$a_2 = 5 \cdot d$
Randabstand	$a_{2,c} = 2,5 \cdot d$
Rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	
Zwischenabstand in Trägerbreite	$a_1 = 4 \cdot d$
Endabstand in Trägerbreite	$a_{1,c} = 2,5 \cdot d$
Zwischenabstand in Trägerlänge	$a_2 = 4 \cdot d$
Endabstand in Trägerlänge	$a_{2,c} = 2,5 \cdot d$

E10.4 Literatur

C.J. Johansson, Originalbeitrag C14, STEP 1995.

Aicher S. (1992). Testing of adhesives for bonded wood-steel joints. Meeting IUFRO S 5.02, Bordeaux.

Riberholt H. (1986). Glued bolts in glulam. Report No. R 210, Technical University of Denmark.

Riberholt H. (1988). Glued bolts in glulam: Proposal for CIB Code. Paper 21-7-2, CIB-W18 Meeting 21, Parksville.

Rodd P.D., Hilson B.O. und Spriggs R.A. (1989). Resin injected mechanically fastened timber joints. Second Pacific Timber Engineering Conference, Auckland.

E11 Queranschlüsse

Originalbeitrag: J. Ehlbeck, R. Görlacher

Als Queranschlüsse werden Lasteinleitungen in ein Bauteil mit einer Kraftkomponente rechtwinklig zu dessen Faserrichtung bezeichnet. Die Tragfähigkeit eines Queranschlusses wird einerseits durch die Tragfähigkeit der Verbindung selbst (mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln wie Nägel, Schrauben, Bolzen, eingeklebte Stahlstäbe, Nagelplatten oder Dübel besonderer Bauart) begrenzt, andererseits durch das Erreichen der Querkzugfestigkeit des Holzbauteils. Unabhängig von der Art der Verbindungsmittel entstehen bei Queranschlüssen durch die Einleitung von Querkraften ins Bauteil Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes. Im Holzbau sind Querkzugspannungen generell besonders kritisch zu betrachten, da Festigkeit und Steifigkeit des Holzes rechtwinklig zur Faserrichtung vergleichsweise gering sind. So beträgt beispielsweise der charakteristische Wert der Zugfestigkeit in Faserrichtung für übliches Nadelvollholz 14 N/mm^2 , der charakteristische Wert der Querkzugfestigkeit jedoch nur $0,4 \text{ N/mm}^2$ und damit weniger als 3% der Zugfestigkeit parallel zur Faser. Außerdem weist Holz bei einer Zugbeanspruchung rechtwinklig zu seiner Faserrichtung eine hohe Sprödigkeit auf. Wird bei einem Queranschluss die Querkzugtragfähigkeit des Holzes erreicht, führt dies zu einem Aufreißen des Holzes in Faserrichtung und somit zu einem Versagen des Anschlusses. Trotz der Probleme, die bei Lasteinleitungen quer zur Faserrichtung auftreten können, kommen Queranschlüsse im Holzbau häufig vor, wobei die auftretenden Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes die Tragfähigkeit des Anschlusses weitgehend unabhängig von der Verbindungsmitteltragfähigkeit begrenzen können. Einige Beispiele für typische Queranschlüsse mit möglichen Risspfaden sind in Bild E11-1 gezeigt.

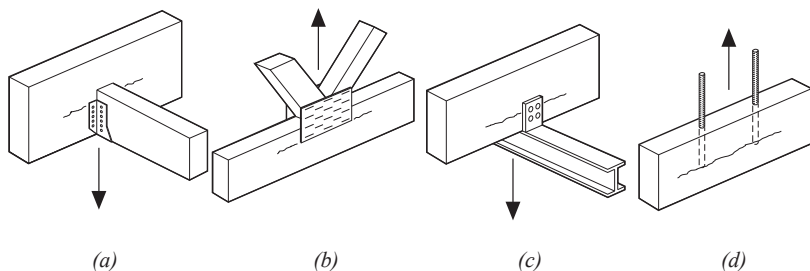


Bild E11-1 Beispiele von Queranschlüssen mit möglicher Rissausbreitung. (a) Balkenschuhanschlüsse (Stahlblech-Holz-Verbindung), (b) Nagelplattenanschlüsse, (c) Anschlüsse mit Stabdübeln oder Dübeln besonderer Bauart, (d) eingeklebte Gewindestangen. (STEP 1995 Beitrag C2)

Die maßgebenden Querkzugspannungen, die in der Regel mit Schub- und Längsspannungen überlagert sind, können mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente ermittelt werden. Ähnlich wie bei der Berechnung von Ausklinkungen ergeben sich dabei jedoch Spannungen, die nicht unmittelbar mit charakteristischen Werten der Querkzugfestigkeit, die an prismatischen Prüfkörpern ermittelt werden, vergleichbar sind. Daher eignet sich auch hier die Methode der Bruchmechanik, die bei den Ausklinkungen (Beitrag D5) bereits Eingang in den EC 5 gefunden hat.

Weitere Möglichkeiten der Behandlung von Querkzugproblemen in Verbindungen sind klassische Spannungsnachweise, die auf dem Konzept einer mitwirkenden Breite beruhen. Ein solcher Ansatz ist im NA für Queranschlüsse mit mehreren Verbindungsmitteln enthalten. Wie bei Ausklinkungen und Durchbrüche (Beitrag D5) haben damit auch bei der Bemessung von Queranschlüssen bruchmechanische Ansätze neben dem traditionellen Spannungsnachweis Eingang in die Normung gefunden.

E11.1 Hinweise zur Reduzierung der Querkzugssgefahr

Im Folgenden werden die wichtigsten Einflussparameter auf die Tragfähigkeit von Queranschlüssen dargestellt. Daraus ergeben sich konstruktive Hinweise zur Reduzierung der Querkzugssgefahr. Informationen zu verstärkten Verbindungen enthält Beitrag E12. Ein Queranschluss mit mechanischen Verbindungsmitteln ist schematisch in Bild E11-2 dargestellt. Die querkuzerzeugende Kraft F_{90} wird über Verbindungsmittel quer zur Faser in einen Träger eingeleitet.

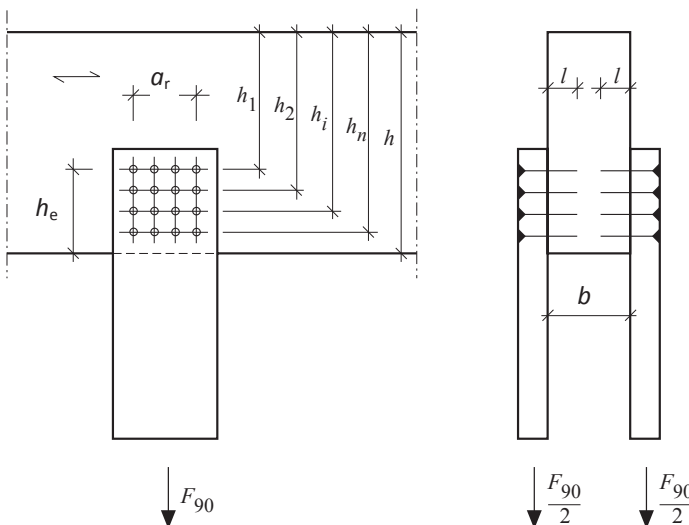


Bild E11-2 Queranschluss (Bezeichnungen). (STEP 1995 Beitrag C2)

Folgende Parameter beeinflussen die Tragfähigkeit:

- Das Verhältnis aus dem Abstand h_e derjenigen Verbindungsmittelreihe, die vom beanspruchten Rand am weitesten entfernt liegt und der Trägerhöhe h . Zur Verringerung der Querschnittsgefahr sollten die Verbindungsmittel möglichst nahe am unbeanspruchten Rand angeordnet werden, d. h. h_e/h sollte möglichst groß sein.
- Mehrere nebeneinanderliegende Verbindungsmittel verteilen die anzuschließende Kraft auf eine größere Anschlussfläche, so dass dadurch der Größtwert der auftretenden Querschnittsspannungen reduziert wird. Dieser Einfluss macht sich bei großen Anschlussbreiten bzw. bei weit auseinanderliegenden Verbindungsmitteln günstig bemerkbar.
- Eine Vergrößerung der Trägerbreite b oder der Trägerhöhe h (bei Erhöhung von h_e) führt zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit. Dabei ist zu beachten, dass je nach Art der Verbindungsmittel häufig nur ein Teil der Trägerbreite zur Übertragung der Querschnittskräfte herangezogen werden kann.
- Weitere Verbindungsmittelreihen reduzieren die Querschnittsspannungen in der obersten Verbindungsmittelreihe, wenn a_r oder h_e größer werden.
- Die Querschnittsfestigkeit des Holzes hängt wegen des spröden Versagens vom beanspruchten Volumen ab und beeinflusst somit auch die Tragfähigkeit von Queranschlüssen an unterschiedlich großen Trägern.

E11.2 Nachweisverfahren auf Grundlage der Bruchmechanik

Vergleichbar dem auf der Grundlage der Bruchmechanik geführten Nachweis für ausgeklinkte Träger (Beitrag D5) wird auch der Nachweis für Queranschlüsse geführt. Auf der Grundlage der linear-elastischen Bruchmechanik und durch Auswertung von Versuchsergebnissen wurde folgender Nachweis für Nadelholz bei einer Beanspruchung wie in Bild E11-3 in EC 5 aufgenommen (Van der Put und Leijten, 2000; Leijten und Jorissen, 2001):

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} \quad (\text{E11-1})$$

Dabei gilt:

- $F_{90,Rk}$ Charakteristischer Wert der Quersugtragfähigkeit in N
- b Trägerbreite in mm
- h_e Abstand der vom beanspruchten Holzrand am weitesten entfernt angeordneten Verbindungsmittel in mm
- h Trägerhöhe in mm
- $w = \begin{cases} \max\left\{\left(\frac{w_{pl}}{100}\right)^{0,35} & \text{für Nagelplatten} \\ 1 & \text{für alle anderen Verbindungen} \end{cases}$
mit w_{pl} der Nagelplattenbreite in Faserrichtung in mm.

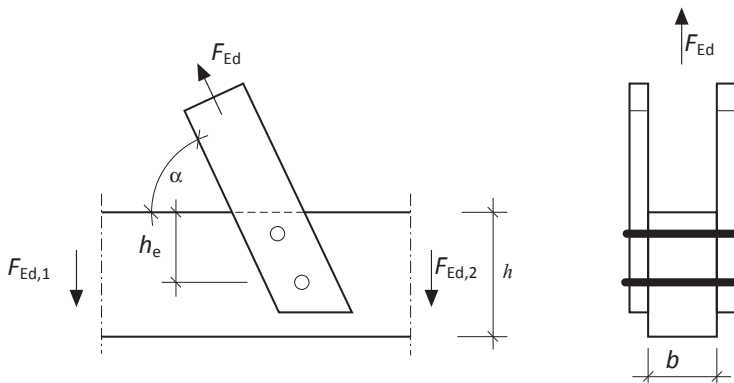


Bild E11-3 Unter einem Winkel zur Faserrichtung wirkende Anschlusskraft. (STEP 1995 Beitrag C2)

Die grundsätzliche Herangehensweise, um Gleichung (E11-1) herzuleiten, kann Beitrag D5 entnommen werden; hier werden lediglich einige allgemeine Anmerkungen gemacht. Eine (bereits vereinfachte) Ursprungsgleichung von Gleichung (E11-1) lautet wie folgt (Van der Put und Leijten, 2000):

$$F_{90} = b \cdot \sqrt{\frac{G \cdot G_c}{0,6}} \cdot \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} \quad (\text{E11-2})$$

Die Wurzelterme in den Gleichungen (E11-1) und (E11-2) sind typisch für linear-elastische bruchmechanische Ansätze. In Gleichung (E11-1) sind wichtige Parameter der linear-elastischen Bruchmechanik wie der Wert der kritischen Bruchenergie G_c bereits enthalten. Dies ist der Grund, weshalb Gleichung (E11-1) nur für Nadelhölzer gilt, da lediglich Ergebnisse aus Versuchen mit Nadelholz herangezogen wurden. Materialeigenschaften wie bspw. die Querkzugfestigkeit $f_{t,90}$ tauchen daher in Gleichung (E11-1) nicht auf, sondern lediglich geometrische Informationen.

Ein Problem des oben dargestellten Nachweises ist die Tatsache, dass er nur für die in Bild E11-3 gezeigte Verbindungskonfiguration gültig ist. Bei baupraktischen Anschlüssen treten jedoch meist andere Verbindungskonfigurationen mit mehr als einer Verbindungsmittelreihe auf. Andere als die in Bild E11-3 gezeigten Konfigurationen werden verwendet, da ein Verteilen der Verbindungsmittel über eine größere Länge in Faserrichtung die Größtwerte der Querkzugspannungen verringert und damit die Tragfähigkeit erhöht wird. In solchen Fällen trifft der in Gleichung (E11-1) gezeigte Nachweis nicht zu. Um diese Lücke zu füllen, wird im NA der bereits in der DIN 1052:2008 für beliebige Konfigurationen und verschiedene Holz- und Holzwerkstoffarten angegebene Nachweis verwendet, der im Folgenden hergeleitet wird. Dieser Nachweis beruht wie bereits erwähnt auf dem bekannten Konzept des Spannungsnachweises.

E11.3 Nachweisverfahren nach NCI NA.8.1.4

Der Spannungsnachweis nach NCI NA.8.1.4 basiert auf theoretischen und experimentellen Untersuchungen von Ehlbeck und Görlacher (1983). Die Bemessung eines Queranschlusses erfolgt durch den Vergleich der rechnerischen Querkzugspannung mit dem charakteristischen Wert der Querkzugfestigkeit unter Berücksichtigung der tragfähigkeitsrelevanten Einflüsse. Das Versagensverhalten des Holzes bei Querkzugbeanspruchung ist ausgesprochen spröde. Ein größeres Volumen des auf Querkzug beanspruchten Bereiches wirkt sich bei spröden Versagensformen ungünstig auf die Festigkeit aus. Die Querkzugfestigkeit von Holz und damit deren charakteristischer Wert werden durch Versuche an vergleichsweise kleinen Proben bestimmt und können den Volumeneffekt daher nicht

erfassen. Dies, wie auch die Art des Anschlusses sowie die Anschlussgeometrie sind bei der Bemessung von Queranschlüssen zu berücksichtigen.

Anteil der Querkzug erzeugenden Last an der Gesamtlast

Die Bemessung eines Queranschlusses im Hinblick auf die Querkzugtragfähigkeit des Bauteils ist abhängig von der Größe der Querkzug erzeugenden Last im Bauteil. Da die Last aus einem Queranschluss sowohl über Querdruck als auch über Querkzug ins Bauteil eingeleitet wird, muss zuerst die Querkzug erzeugende Kraftkomponente bestimmt werden. Eine Gleichung zur Bestimmung des Querkzug erzeugenden Anteils einer Last aus einem Queranschluss wird im Folgenden anhand des Beispiels eines Einfeldträgers hergeleitet. Der Träger besitzt die Spannweite ℓ , die Höhe h sowie die Breite b und wird durch eine Einzellast F in Feldmitte beansprucht. Nun soll die Stelle des Lastangriffspunktes betrachtet werden. Greift die Last F an der Trägeroberseite an, wird dadurch ausschließlich Querdruck im Bauteil erzeugt. Bei einem Lastangriff an der Trägerunterseite wird ausschließlich Querkzug erzeugt, Bild E11-4.

Es wird der allgemeine Fall betrachtet, dass die Last F an einem Punkt mit einem beliebigen Abstand a zur Unterseite des Trägers angreift, Bild E11-5. Die Last F erzeugt nun sowohl Querdruck als auch Querkzug. Der Anteil der Querkzug erzeugenden Last F_t wird mit η bezeichnet. Der Faktor η ist 1, wenn die Last an der Trägerunterseite angreift.

Ist der Lastangriffspunkt am oberen Rand, dann gilt $\eta = 0$:

$$F_t = \eta \cdot F \tag{E11-3}$$

$$F_c = (1 - \eta) \cdot F \tag{E11-4}$$

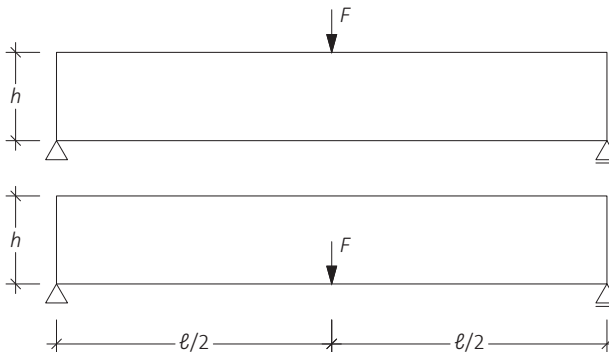


Bild E11-4 Einfeldträger mit Lastangriff am oberen und unteren Rand.

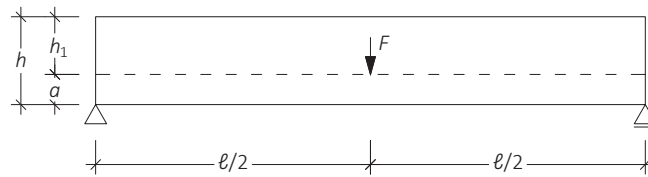


Bild E11-5 Lastangriff an einem beliebigen Punkt in Feldmitte.

Der Faktor η für Lastenleitungen zwischen der Trägersoberseite und der Unterseite ist zunächst nicht bekannt und muss bestimmt werden. Dazu wird der Träger in Höhe des Lastangriffspunktes, also im Abstand h_1 vom oberen Trägerrand, freigeschnitten und die Durchbiegung des oberen Trägerteils unter Berücksichtigung der Schnittgrößen Zugkraft F_t und Schubspannungen τ bestimmt, die an der Schnittfläche angreifen Bild E11-6. Über die Bedingung, dass die Verformung des freigeschnittenen Trägerteils gleich der Verformung des gesamten Trägers sein muss, lässt sich eine Gleichung zur Bestimmung des Anteils η der Querzug erzeugenden Last herleiten.

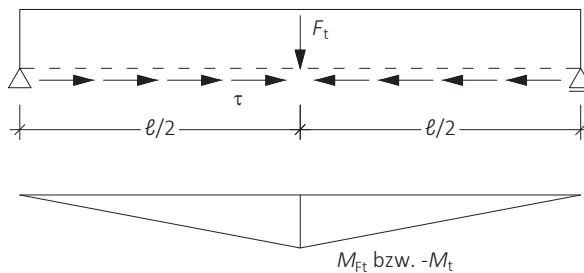


Bild E11-6 Schnittgrößen am aufgetrennten Träger.

Zuerst werden einige Grundgleichungen der technischen Biegelehre benötigt, damit die Schnittgrößen τ , M_{Ft} und M_t und daraus die einzelnen Verformungsanteile bestimmt werden können. Schubspannungen berechnen sich zu:

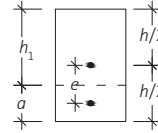
$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b}$$

Die Querkraft beträgt:

$$V = \frac{F}{2}$$

Das Flächenmoment ersten Grades des abgetrennten Querschnittsteils mit der Querschnittsfläche $a \cdot b$ beträgt:

$$S = a \cdot b \cdot e = a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) = a \cdot b \cdot \left(\frac{h_1 + a}{2} - \frac{a}{2} \right) = a \cdot b \cdot \frac{h_1}{2}$$



Das Flächenmoment zweiten Grades für einen Rechteckquerschnitt $b \times h$ ist:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Mit den obigen Gleichungen lässt sich die in Bild E11-6 eingezeichnete Schubspannung des Gesamtträgers in Höhe des Schnittes bestimmen:

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} = \frac{F}{2} \cdot a \cdot b \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{12}{b \cdot h^3 \cdot b} = \frac{3 \cdot F \cdot a \cdot h_1}{b \cdot h^3} \quad (\text{E11-5})$$

Am aufgetrennten Trägerteil mit der Höhe h_1 entstehen Momente infolge des Lastanteils F_t und der Schubspannung τ , Bild E11-6. Das Moment infolge der Kraft F_t beträgt:

$$M_{F_t} = \frac{F_t \cdot \ell}{4} \quad (\text{E11-6})$$

Das Moment infolge der Schubspannung τ ergibt sich zu:

$$M_\tau = -\frac{h_1}{2} \cdot \int_A \tau dA = -\frac{h_1}{2} \cdot \tau \cdot b \cdot \frac{\ell}{2} \quad (\text{E11-7})$$

Durch Einsetzen von Gleichung (E11-5) in Gleichung (E11-7) kann das Moment M_τ in Abhängigkeit der Kraft F ausgedrückt werden:

$$M_\tau = -\frac{h_1}{2} \cdot b \cdot \frac{\ell}{2} \cdot \frac{3 \cdot F \cdot a \cdot h_1}{b \cdot h^3} = -\frac{3 \cdot F \cdot a \cdot h_1^2 \cdot \ell}{4 \cdot h^3} \quad (\text{E11-8})$$

Nun sind alle notwendigen Werte vorhanden, um die Durchbiegung des Trägers ermitteln zu können. Sowohl der Lastanteil F_t als auch die freigeschnittene Schubspannung τ bewirken eine Durchbiegung des in Bild E11-6 gezeigten Trägerteils. Die Durchbiegung infolge des Lastanteils F_t ergibt sich durch Einsetzen von F_t in die aus der technischen Biegelehre bekannte Gleichung zur Ermittlung der Durchbiegung eines Trägers unter mittiger Einzellast:

$$f_{F_t} = \frac{F_t \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_1} = \frac{\eta \cdot F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_1} \quad (\text{E11-9})$$

Durch Einsetzen der Momentengleichung (E11-6) in (E11-9) lässt sich die Durchbiegung auch in Abhängigkeit des Momentes angeben:

$$f_{F_t} = \frac{F_t \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_1} = \frac{M_{F_t} \cdot 4}{\ell} \cdot \frac{\ell^3}{48 \cdot E \cdot I_1} = \frac{M_{F_t} \cdot \ell^2}{12 \cdot E \cdot I_1} \quad (\text{E11-10})$$

Die Form der Momentenlinie infolge der Belastung durch eine Einzellast in Feldmitte entspricht derjenigen für die freigeschnittenen Schubspannungen. Die Durchbiegung f_τ des Trägerteils der Höhe h_1 infolge der freigeschnittenen Schubspannung lässt sich demzufolge durch Einsetzen von (E11-8) wie folgt bestimmen:

$$f_\tau = \frac{M_\tau \cdot \ell^2}{12 \cdot E \cdot I_1} = -\frac{3 \cdot F \cdot a \cdot h_1^2 \cdot \ell}{4 \cdot h^3} \cdot \frac{\ell^2}{12 \cdot E \cdot I_1} = -\frac{3 \cdot F \cdot a \cdot h_1^2 \cdot \ell^3}{48 \cdot h^3 \cdot E \cdot I_1} \quad (\text{E11-11})$$

Die Addition der beiden Verformungsanteile $f_{F_t} + f_\tau$ führt zu folgender Gleichung:

$$f_1 = f_{F_t} + f_\tau = \frac{\eta \cdot F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_1} - \frac{3 \cdot F \cdot a \cdot h_1^2 \cdot \ell^3}{48 \cdot h^3 \cdot E \cdot I_1} = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_1} \cdot \left(\eta - \frac{3 \cdot a \cdot h_1^2}{h^3} \right) \quad (\text{E11-12})$$

Die Durchbiegung des Trägers in Feldmitte infolge der Einzellast F ist unabhängig vom Abstand a des Angriffspunktes der Kraft von der Trägerunterseite. Die Durchbiegung f_1 für den betrachteten aufgetrennten Trägerteil nach Gleichung (E11-12) muss also gleich der Gesamtdurchbiegung f des ganzen Trägers sein, wobei die Gesamtdurchbiegung unter Vernachlässigung der Schubverzerrungen ermittelt wird:

$$f = f_1 = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_1} \cdot \left(\eta - \frac{3 \cdot a \cdot h_1^2}{h^3} \right) \quad (\text{E11-13})$$

Nach Umformung ergibt sich:

$$1 = \frac{l}{l_1} \cdot \left(\eta - \frac{3 \cdot a \cdot h_1^2}{h^3} \right) = \frac{h^3}{h_1^3} \cdot \left(\eta - \frac{3 \cdot a \cdot h_1^2}{h^3} \right) \quad (\text{E11-14})$$

Durch Auflösen nach η und einsetzen von $h - a$ für h_1 lässt sich Gleichung (E11-14) wie folgt umformen:

$$\eta = \frac{h_1^3}{h^3} + \frac{3 \cdot a \cdot h_1^2}{h^3} = \frac{(h-a)^3}{h^3} + \frac{3 \cdot a \cdot (h-a)^2}{h^3} = \frac{h^3 - 3 \cdot a \cdot h^2 + 2 \cdot a^2 \cdot h - a^3}{h^3}$$

$$\eta = 1 - 3 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^3 \quad (\text{E11-15})$$

Der Querzug erzeugende Anteil η der Last F wurde in Abhängigkeit des Abstandes a des Lastangriffspunktes von der Trägerunterseite und der Trägerhöhe h ermittelt. Gleichung (E11-15) gilt auch für Lasten, die nicht in Feldmitte angreifen. Bei der Herleitung ändern sich lediglich die Koeffizienten, die jedoch wieder herausgekürzt werden. Durch eine Überlagerung von Einzellasten lässt sich jede beliebige Lastverteilung erreichen. Gleichung (E11-15) ist daher allgemein gültig, z. B. auch für Streckenlasten.

Gleichung (E11-15) wird auch bei der Ermittlung der maßgebenden Querzugkomponente von verstärkten Ausklinkungen verwendet, Gleichung (D8-4) in Beitrag D8.

Bemessungsverfahren auf Grundlage eines Spannungsnachweises

Anhand eines Queranschlusses mit mehreren Verbindungsmitteln wird der Spannungszustand im Bauteil erläutert. Das durch Querzug beanspruchte Volumen beeinflusst die Spannungsverteilung. Bei der Spannungsermittlung muss daher die Geometrie des Anschlusses berücksichtigt werden. Bild E11-2 enthält die Definition der geometrischen Einflussgrößen für einen beidseitigen Queranschluss. Es wird vereinfachend angenommen, dass sich die zu übertragende Last F_{90} gleichmäßig auf alle Verbindungsmittel verteilt. In Wirklichkeit wird die Lastverteilung auf die Verbindungsmittel nicht gleichmäßig sein. Sie variiert in Abhängigkeit von den lokalen Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Holzes sowie von der Verformung der Bauteile im Verbindungsbereich. Betrachtet wird die Spannungsverteilung rechtwinklig zur Faserrichtung des auf Querzug beanspruchten Bauteils in einer Verbindungsmittelreihe (Bild E11-7).

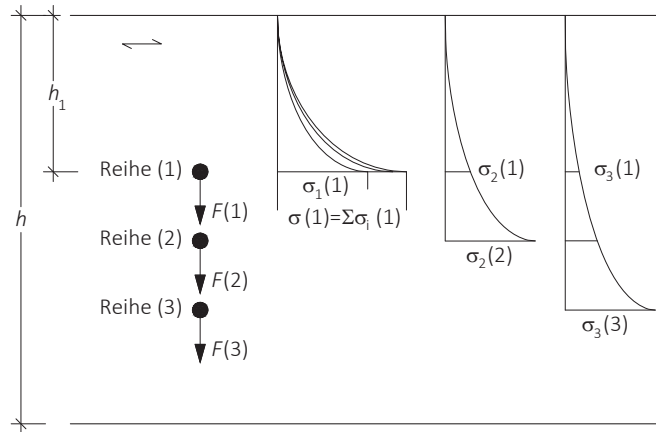


Bild E11-7 Querzugspannungsverteilung bei mehreren Verbindungsmittelreihen.

Das oberste Verbindungsmittel in der Reihe (1) verursacht durch die Einleitung der Kraft $F^{(1)}$ in das Bauteil eine Querzugspannung $\sigma_1^{(1)}$. Die Querzugspannung ist an der Stelle der Lasteinleitung maximal und klingt mit zunehmender Entfernung vom Verbindungsmittel etwa parabelförmig ab. Am oberen Bauteilrand ist die Querzugspannung Null. Für die jeweiligen Querzugspannungen durch die Verbindungsmittel in den Reihen (2) und (3) ergeben sich ebenso die dargestellten Spannungsverläufe mit den Maxima $\sigma_2^{(2)}$ und $\sigma_3^{(3)}$. Die jeweiligen Spannungsverläufe aus den verschiedenen Verbindungsmittelreihen müssen nun überlagert werden. Zu der Spannung an der Stelle des Verbindungsmittels in Reihe (1) infolge der Last $F^{(1)}$ addieren sich noch die jeweiligen Spannungen an dieser Stelle infolge der Lasten $F^{(2)}$ und $F^{(3)}$ aus den Verbindungsmitteln in den Reihen (2) und (3). Bei den Verbindungsmittelreihen unterhalb der Reihe (1) addieren sich die Spannungsanteile ebenfalls. Jedoch sind hier noch die Querdruckspannungen zu berücksichtigen, die durch die Lasteinleitung ebenso wie die Querzugspannungen entstehen. Die Querzug- und Querdruckspannungen überlagern sich, die resultierenden Querzugspannungen sind daher geringer als die Querzugspannung in der Reihe (1). **Maßgebend für den Nachweis der Querzugspannungen eines Queranschlusses ist daher immer die Verbindungsmittelreihe mit dem größten Abstand zum beanspruchten Bauteilrand.** Die Summe der Querzugspannungen eines Queranschlusses mit n Verbindungsmittelreihen im Bereich eines Verbindungsmittels in Reihe (1) beträgt:

$$\sigma^{(1)} = \sum_{i=1}^n \sigma_i^{(1)} = \sigma_1^{(1)} + \sigma_2^{(1)} + \sigma_3^{(1)} \quad (\text{E11-16})$$

Die zusätzlichen Spannungsanteile aus den Reihen (2) und (3) zur Querkzugspannung $\sigma_1^{(1)}$ sind zunächst unbekannt. Sie sind abhängig von den jeweiligen Verläufen der Querkzugspannungen. Die in der obersten Verbindungsmittelreihe wirksamen Querkzugspannungsanteile $\sigma_i^{(1)}$ aus der Reihe (i) sind um den Faktor $(h_1/h_i)^2$ kleiner als der durch die erste Verbindungsmittelreihe hervorgerufene Anteil $\sigma_1^{(1)}$:

$$\sigma_i^{(1)} = \sigma_1^{(1)} \cdot \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2 \quad (\text{E11-17})$$

Mit Hilfe dieser, durch numerische Untersuchungen ermittelten Beziehung kann die Summe der Querkzugspannungen in der Reihe (1) bestimmt werden:

$$\sigma_{\text{ges}}^{(1)} = \sum_{i=1}^n \sigma_1^{(1)} \cdot \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2 \quad (\text{E11-18})$$

Um die Gesamtspannung nach Gleichung (E11-18) in der Verbindungsmittelreihe (1) berechnen zu können, wird die Größe des Querkzug erzeugenden Lastanteils $F_t^{(1)}$ der Kraft $F^{(1)}$ sowie die auf Querkzug beanspruchte Fläche benötigt. Der Querkzug erzeugende Lastanteil $F_t^{(1)}$ aus den Verbindungsmitteln in Reihe (1) kann mit Hilfe von Gleichungen (E11-3) und (E11-15) berechnet werden:

$$F_t^{(1)} = \eta \cdot F^{(1)} \quad (\text{E11-19})$$

Bei Queranschlüssen mit n Verbindungsmittelreihen ergibt sich die Kraft $F_t^{(1)}$ der Verbindungsmittel in Reihe (1) unter der Annahme, dass die Kraft F gleichmäßig auf die Verbindungsmittelreihen verteilt wird ($F^{(1)} = F/n$), folglich zu:

$$F_t^{(1)} = \frac{\eta \cdot F}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2 \quad (\text{E11-20})$$

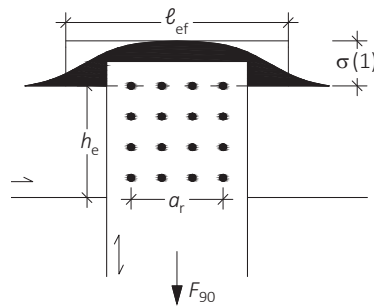


Bild E11-8 Verteilung der Querkzugspannungen in Trägerlängsrichtung mit mitwirkender Breite ℓ_{ef} .

Nun fehlt noch die auf Querkzug beanspruchte Fläche. In Faserrichtung des auf Querkzug beanspruchten Bauteils ist der Verlauf der Querkzugspannungen jedoch nichtlinear (Bild E11-8). Die Querkzugspannung klingt mit zunehmender Entfernung vom Anschluss ab. Daher wird eine wirksame querkzugbeanspruchte Fläche A_{ef} zur Ermittlung der Querkzugspannungen herangezogen:

$$A_{ef} = \ell_{ef} \cdot t_{ef} \tag{E11-21}$$

Das Integral der Querkzugspannungsverteilung entspricht der Fläche einer fiktiven Querkzugspannungsverteilung mit der konstanten Querkzugspannung $\sigma^{(1)}$ und der wirksamen Länge ℓ_{ef} , rechteckige Fläche in Bild E11-8. Die wirksame Anschlussbreite ℓ_{ef} ist abhängig von geometrischen Randbedingungen:

$$\ell_{ef} = \sqrt{a_r^2 + (c \cdot h)^2} \tag{E11-22}$$

Der Faktor c wurde empirisch anhand von Versuchsergebnissen ermittelt:

$$c = \frac{4}{3} \cdot \sqrt{\frac{h_e}{h} \cdot \left(1 - \frac{h_e}{h}\right)^3} \tag{E11-23}$$

Die wirksame Anschlusstiefe t_{ef} ist abhängig vom jeweiligen Verbindungsmitteltyp.

Eine Verteilung der Verbindungsmittel in Faserrichtung des Holzes auf eine große Länge a_r bewirkt, ebenso wie eine Anordnung der Verbindungsmittel in mehreren Reihen, eine für das Tragverhalten eines Queranschlusses günstigere Situation. Jedoch vergrößert sich damit auch das auf Querkzug beanspruchte Volumen, was wiederum einen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Eine Verteilung der Verbindungsmittel auf eine große Fläche ist in der Summe aber vorteilhaft.

Mit Gleichung (E11-20) beträgt die für die Bemessung maßgebende Querzugspannung $\sigma_{t,90}$ in der am weitesten vom beanspruchten Bauteilrand entfernt gelegenen Verbindungsmittelreihe also (mit der Abkürzung k_1):

$$\sigma_{t,90} = \frac{F^{(1)}}{A_{\text{ef}}} = \frac{\eta \cdot F_{90}}{n \cdot A_{\text{ef}}} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2 = \frac{\eta \cdot F_{90}}{A_{\text{ef}}} \cdot k_1 \quad (\text{E11-24})$$

$$k_1 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2 \quad (\text{E11-25})$$

Der Faktor k_1 berücksichtigt, dass bei mehreren Verbindungsmittelreihen in der am weitesten vom dem auf Querzug beanspruchten Bauteilrand entfernten Verbindungsmittelreihe geringere Querzugspannungen auftreten.

Um den Nachweis der Tragfähigkeit eines Queranschlusses führen zu können, muss die Querzugspannung mit dem Wert der Querzugfestigkeit verglichen werden. Da es sich bei Querzugversagen um eine spröde Versagensform handelt, ist es nicht ohne weiteres möglich, die Tragfähigkeit eines Anschlusses durch einen Spannungsnachweis zu bestimmen. Der Volumeneinfluss auf die Querzugtragfähigkeit wird berücksichtigt, indem der Wert der Querzugfestigkeit, der auf ein Bezugsvolumen von $0,1 \text{ m}^3$ bezogen ist, mit einem Beiwert k_{vol} multipliziert wird:

$$\sigma_{t,90} = \frac{\eta \cdot F_{90}}{A_{\text{ef}}} \cdot k_1 \leq f_{t,90} \cdot k_{\text{vol}} \quad (\text{E11-26})$$

Der Beiwert k_{vol} ist abhängig von der Größe der wirksamen, auf Querzug beanspruchten Fläche A_{ef} nach Gleichung (E11-21):

$$k_{\text{vol}} = 13 \cdot A_{\text{ef}}^{-0,2} \quad \text{mit } A_{\text{ef}}^{-0,2} \text{ in } \text{mm}^2 \quad (\text{E11-27})$$

Da bei Queranschlüssen immer Einzellasten ins Bauteil eingeleitet werden, empfiehlt es sich, Gleichung (E11-26) nach der Last F_{90} umzuformen. Dadurch lässt sich direkt die Last berechnen, die durch den Queranschluss übertragen werden kann.

$$F_{90} \leq \frac{f_{t,90} \cdot k_{\text{vol}} \cdot A_{\text{ef}}}{k_1 \cdot \eta} = 13 \cdot \frac{f_{t,90} \cdot A_{\text{ef}}^{0,8}}{k_1 \cdot \eta} \quad (\text{E11-28})$$

Der Nachweis lässt sich durch Einsetzen von Gleichung (E11-22) auch wie folgt ausdrücken:

$$F_{90} \leq 13 \cdot (t_{\text{ef}} \cdot h)^{0,8} \cdot \frac{c^{0,8}}{\eta} \cdot f_{t,90} \cdot \frac{k_2}{k_1} \quad (\text{E11-29})$$

Mit dem Faktor k_2 wird die Anzahl der nebeneinander liegenden Verbindungsmittel auf die Spannungsverteilung berücksichtigt:

$$k_2 = \left(1 + \left(\frac{a_r}{c \cdot h} \right)^2 \right)^{0,4} \quad (\text{E11-30})$$

Durch eine Näherungsfunktion kann der Faktor k_2 vereinfacht ausgedrückt werden:

$$k_2 = 0,7 + 1,4 \cdot \frac{a_r}{h} > 1 \quad (\text{E11-31})$$

Der Ausdruck $c^{0,8}/\eta$ in Gleichung (E11-29) ist ausschließlich von dem Quotienten h_e/h abhängig und kann ebenfalls durch eine Näherungsfunktion vereinfacht werden:

$$\frac{c^{0,8}}{\eta} \approx 6,5 + 18 \cdot \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 \quad (\text{E11-32})$$

Gleichung (E11-29) wird dementsprechend umgeformt:

$$F_{90,\text{max}} = 13 \cdot \frac{k_2}{k_1} \cdot \left(6,5 + 18 \cdot \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 \right) \cdot (t_{\text{ef}} \cdot h)^{0,8} \cdot f_{t,90} \quad (\text{E11-33})$$

Mit der Gleichung (E11-33) für die maximale Querlast $F_{90,\text{max}}$ lässt sich nun die Tragfähigkeit eines Queranschlusses im Hinblick auf ein Versagen des auf Querkraft beanspruchten Bauteils berechnen.

Die im NA (NCI zu 8.1.4) angegebene Bemessungsgleichung für Queranschlüsse basiert auf Gleichung (E11-33) und lautet wie folgt (geometrische Angaben siehe Bild E11-2):

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \quad (E11-34)$$

mit

$$F_{90,Rd} = k_s \cdot k_r \cdot \left(6,5 + 18 \cdot \left(\frac{h_e}{h} \right)^2 \right) \cdot (t_{ef} \cdot h)^{0,8} \cdot f_{t,90} \quad (E11-35)$$

$$k_s = \max \left(1; 0,7 + 1,4 \cdot \frac{a_r}{h} \right) \quad (E11-36)$$

$$k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2} \quad (E11-37)$$

Dabei gilt:

- k_s Beiwert, der eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit durch mehrere nebeneinander angeordnete Verbindungsmittel innerhalb einer Verbindungsmittelgruppe berücksichtigt (entspricht Faktor k_2 in Gleichung (E11-33), siehe auch Gleichung (E11-31)).
- k_r Beiwert k_r berücksichtigt, dass bei Anschlüssen mit mehreren, übereinander angeordneten (n) Verbindungsmittelreihen geringere Querkraftspannungen in der Verbindungsmittelreihe mit dem größten Abstand zum beanspruchten Bauteilrand auftreten (entspricht Faktor k_1 in Gleichung (E11-33), siehe auch Gleichung (E11-25)).
- t_{ef} wirksame Anschlusstiefe in mm; es gelten verschiedene Werte für ein- oder zweiseitige Queranschlüsse sowie für unterschiedliche Verbindungsarten, siehe NA.

Die in den Gleichungen (E11-35) bis (E11-37) angegebene Bemessung von Queranschlüssen muss nur für Verhältnisse $h_e/h \leq 0,7$ durchgeführt werden. Im NA ist für Verhältnisse $h_e/h > 0,7$ kein Nachweis erforderlich; maßgebend für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln sind dann die Johansen-Fälle (mit Seileffekt). Queranschlüsse mit $h_e/h < 0,2$ dürfen nur durch kurze Einwirkungen belastet werden. Weitere Regelungen gelten für Queranschlüsse mit $a_r/h > 1$ und $F_{v,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$; diese sind immer zu verstärken. Darüber hinaus sind noch Regeln für mehrere Verbindungsmittelgruppen gegeben.

E11.4 Literatur

J. Ehlbeck, R. Görlacher, Originalbeitrag C2, STEP 1995.

Ehlbeck J. und Görlacher R. (1983). Tragverhalten von Queranschlüssen mittels Stahlformteilen, insbesondere Balkenschuhen, im Holzbau. Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe.

Van der Put T.A.C.M. und Leijten A.J.M. (2000). Evaluation of perpendicular to grain failure of beams caused by concentrated loads of joints. Paper 33-7-7, CIB-W18 Meeting 33, Delft.

Leijten A.J.M. und Jorissen A.J.M. (2001). Splitting strength of beams loaded by connections perpendicular to grain, model validation. Paper 34-7-1, CIB-W18 Meeting 34, Venice.

E12 Verstärkte Verbindungen

Originalbeitrag: H. Werner

Die Tragfähigkeit des Anschlussbereiches hölzerner Bauteile stellt im Hinblick auf das Tragverhalten der gesamten Holzkonstruktion die wesentliche Schwachstelle dar. Häufig werden zur Verbindung der Bauteile stiftförmige Verbindungsmittel wie Nägel, Stabdübel oder Schrauben verwendet, wobei eine solche Verbindung als Holz-Holz, Holzwerkstoff-Holz oder Stahlblech-Holz-Verbindung ausgebildet sein kann. Der Wirkungsgrad eines solchen Anschlusses liegt, bezogen auf die Tragfähigkeit des Bruttoquerschnitts der verbundenen Holzbauteile, im Allgemeinen bei etwa 40% bis 60%. Für die Leistungsfähigkeit und somit auch für die Wirtschaftlichkeit eines Tragwerkes hat die konstruktive Ausbildung der Verbindung deshalb eine ausschlaggebende Bedeutung. Sind die wesentlichen Einflussparameter auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung sowie die verschiedenen Versagensarten bekannt, können durch gezielte Änderungen an der konstruktiven Ausbildung eine Verbesserung der Tragfähigkeit der Verbindung und damit geringere notwendige Bauteilquerschnitte erreicht werden.

Wie bereits in den vorherigen Beiträgen (vor allem in Beitrag E1) dargelegt wurde, können Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln verschiedene Versagensmechanismen aufweisen. Ein reines Lochleibungsversagen liegt vor, wenn das Holz oder der Holzwerkstoff unter dem Verbindungsmittel vollständig plastiziert und der Stift gerade bleibt. Bei dieser Versagensart sind die Lochleibungsfestigkeit des Holzes bzw. des Holzwerkstoffes sowie die Geometrie der Verbindung (Dicke der zu verbindenden Bauteile, Rand-, End- und Zwischenabstände der Verbindungsmittel) maßgebend. Eine weitere Versagensart von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln besteht aus einem Biegeversagen des Stiftes und gleichzeitigem Lochleibungsversagen des Holzes bzw. Holzwerkstoffes. Bei diesem kombinierten Versagen bilden sich ein oder zwei Fließgelenke pro Scherfuge, der Stift stellt sich im Bereich der Scherfuge schräg und führt zu plastischen Lochleibungsverformungen. Auch hier sind Lochleibungsfestigkeiten und die Geometrie der Verbindung (Dicke der zu verbindenden Bauteile, Rand-, End- und Zwischenabstände der Verbindungsmittel) zusammen mit dem Fließmoment des Stiftes die maßgebenden Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit. Die dritte, spröde Versagensart besteht in einem Aufspalten der Verbindung bzw. einem Blockscherversagen, wobei diese Versagensfälle vor allem bei Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln auftreten können. Die einzuhaltenden Mindestabstände der Verbindungsmittel zum Rand, zum Hirnholzende und untereinander dienen der Vermeidung eines vorzeitigen Aufspaltens; die oben beschriebenen plastischen Versagensfälle (Lochleibungsversagen oder kombiniertes Versagen Biegeverformung Stift und Lochleibung) werden nur bei Einhaltung der Mindestabstände erreicht.

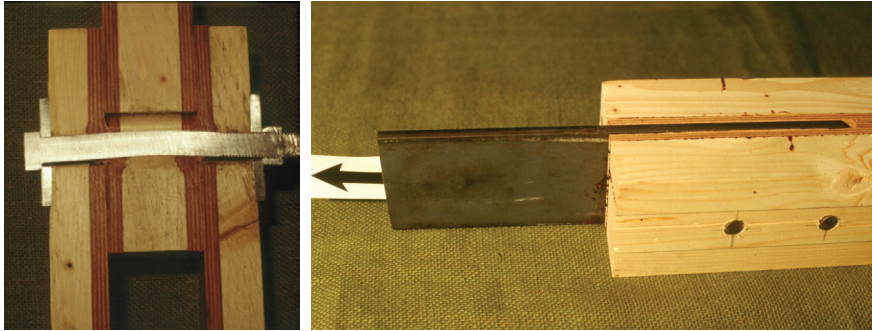


Bild E12-1 Zweischnittige Holz-Holz-Verbindung mit aufgeklebten Sperrholzplatten (links) und zweischnittige Stahl-Holz-Verbindung mit innenliegendem Stahlblech und aufgeklebten Holzwerkstoffplatten (rechts).

Während durch die Verwendung von Verbindungsmitteln aus hochfestem, duktilem Stahl und von Hölzern höherer Rohdichte auch die Tragfähigkeit nicht verstärkter Verbindungen erhöht werden kann, zielt eine Verstärkung durch aufgeklebte Holzwerkstoffplatten oder mit Vollgewindeschrauben auf die Vermeidung des vorzeitigen Aufspaltens oder des lokalen Scherversagens im Verbindungsbereich. Damit können zwei Effekte bewirkt werden: zunächst kann vorzeitiges Versagen vermieden und es können damit im Vergleich zu unverstärkten Verbindungen geringere Verbindungsmittelabstände möglich werden. Der Gruppeneffekt, der sich insbesondere bei mehreren in Kraft- und Faserrichtung hintereinander angeordneten Verbindungsmitteln nachteilig auswirkt (siehe auch Beitrag E13), kann damit minimiert werden. Zusätzlich kann die Lochleibungsfestigkeit und damit die Tragfähigkeit des einzelnen Verbindungsmittels erhöht werden.

Als aufgeklebte Verstärkungen eignen sich in erster Linie solche Holzwerkstoffplatten, deren Lochleibungsfestigkeit wesentlich höher ist als diejenige des zu verstärkenden Holzes. Eine solche Verstärkungsmaßnahme bewirkt sowohl eine Erhöhung der Lochleibungsfestigkeiten in den Randbereichen der verbundenen Bauteile als auch eine Querszugverstärkung im Bereich der Verbindungsmittel und eine damit verringerte Neigung zum Aufspalten. Die Ergebnisse von Blaß und Werner (1988) mit aufgeklebtem Sperrholz aus Buche im Bereich der Scherfugen von Nadelholzverbindungen zeigten, dass durch das Aufkleben einerseits die Spaltneigung des Nadelholzes erheblich reduziert wird und sich andererseits die höhere Lochleibungsfestigkeit des Sperrholzes in den am höchsten beanspruchten Fugenbereichen des Anschlusses tragfähigkeitssteigernd auswirkt. Zwei Beispiele für eine solche Verstärkungsmaßnahme zeigt Bild E12-1.

Tragfähigkeitssteigerungen können auch mit Nageldübeln (Kevarinmäki et al. 1995, Blaß und Schmid 2001) oder aufgeklebten Glasfasermatten (Haller et al. 1998) erzielt werden. Ein Nageldübel besteht aus einer im Verbindungsbereich eingepressten Nagelplatte mit einem Bereich ohne Ausstanzungen und einem stiftförmigen Verbindungsmittel. Bei

einer Beanspruchung auf Abscheren wird neben den Holzbauteilen auch die Nagelplatte auf Lochleibung beansprucht. Hiermit wird eine wesentliche Steigerung der Tragfähigkeit des Anschlusses bewirkt und ein Aufspalten der Hölzer verhindert. Nageldübel können als eine Weiterentwicklung der Einpressdübel (Beitrag E6) betrachtet werden. Das Tragverhalten unterscheidet sich dadurch, dass bei Einpressdübeln die Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Zähne des Einpressdübels maßgebend ist, während bei Nageldübeln in der Regel die Lochleibungsfestigkeit des Nageldübels selbst erreicht wird. Eine mit Nageldübeln verstärkte Verbindung sowie eine Detailaufnahme des Querschnitts durch die Verbindung mit Biegeverformung Stift und Lochleibungsverformung Holz und Nageldübel ist in Bild E12-2 gezeigt. Beide Verstärkungsmethoden, mit Nageldübeln oder Glasfasermatten, sind in Deutschland nicht üblich und werden deshalb in diesem Beitrag nicht weiter behandelt.

Das Holz im Anschlussbereich von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln kann auch mit selbstbohrenden Holzschrauben verstärkt werden, die rechtwinklig zur Faser und rechtwinklig zu den eigentlichen stiftförmigen Verbindungsmitteln angeordnet werden. Dabei sind zwei Fälle zu unterscheiden, siehe Bild E12-3. Die Vollgewindeschrauben können mit einem Abstand in Faserrichtung zu den stiftförmigen Verbindungsmitteln angebracht werden (Bild E12-3 links). Dadurch wird eine Rissausbreitung über die Vollgewindeschrauben hinaus verhindert, jedoch keine (über den Johansen-Fall hinausgehende) Traglaststeigerung erreicht. Ein Einbringen der Vollgewindeschrauben direkt unter den Verbindungsmitteln hingegen (Bild E12-3 rechts) sorgt neben der Verhinderung eines Aufspaltens auch für eine Traglaststeigerung durch die Mitwirkung der Schraube als „Biegebalken“, die den Verbindungsmitteln als Auflager dient. Mit einer solchen Verstärkungsmaßnahme wird also zusätzlich die Tragfähigkeit einer nicht spaltgefährdeten Verbindung erhöht.

Im Folgenden werden die Verstärkungsmaßnahmen mit aufgeklebten Holzwerkstoffplatten und Vollgewindeschrauben genauer erläutert.

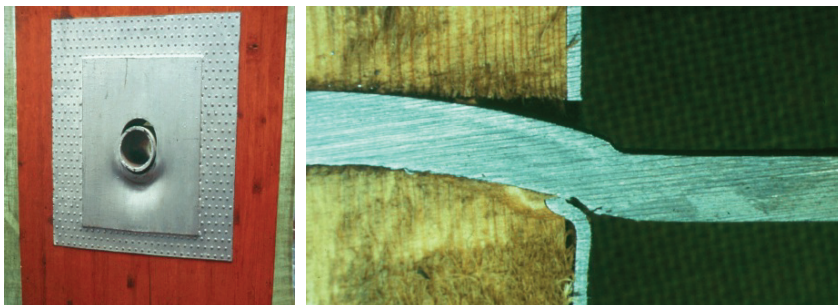


Bild E12-2 Mit Nageldübel verstärkte Rohrbohlenverbindung (links), Detailaufnahme Querschnitt durch verstärkte Verbindung mit Lochleibungsverformungen der Verstärkung (rechts).



Bild E12-3 Mit Vollgewindeschrauben verstärkte Verbindungen. Links: Verstärkung mit Abstand zu den Stabdübeln (Schmid, 2002). Rechts: aufgetrennter Versuchskörper nach Versuch mit Verstärkung direkt unter dem Stabdübel (Bejtka, 2005a).

E12.1 Mit Holzwerkstoffplatten verstärkte Verbindungen

In Beitrag E2 wurden die Johansen-Gleichungen für ein- und zweischnittige Holzverbindungen hergeleitet. Analog dazu kann die Tragfähigkeit für verstärkte Verbindungen hergeleitet werden, was nachfolgend für das Beispiel einer Stahlblech-Holz-Verbindung ausführlich gezeigt wird.

Herleitung der Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$ einer verstärkten Verbindung

Am Beispiel einer Stahlblech-Holz-Verbindung mit außen liegenden, dicken Stahlblechen und zweischnittig beanspruchten Stiften (Bild E12-4) werden die Gleichungen für den Versagensfall mit zwei Fließgelenken für die Berechnung von verstärkten Verbindungen hergeleitet. Die Eingangsparameter für die Berechnung sind die Geometrie der Verbindung (Dicken des Holzbauteils t_2 , Dicke der Verstärkung s , Durchmesser des Verbindungsmittels d), die Lochleibungsfestigkeiten des Holzbauteils f_h und der Verstärkung $f_{h,s}$ sowie das Fließmoment M_y des Verbindungsmittels. Wird bei allen unten genannten Gleichungen die Dicke s der Verstärkung zu Null gesetzt, ergeben sich die Johansen-Gleichungen für unverstärkte Verbindungen aus Beitrag E2.

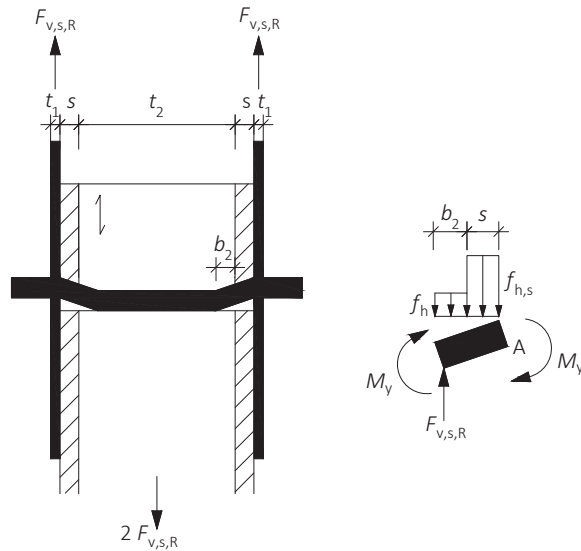


Bild E12-4 Links: zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit außen liegenden, dicken Stahlblechen, Versagen durch Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Holz und Verstärkung und der Ausbildung von zwei Fließgelenken. Rechts: Schnittgrößen am freigeschnittenen Verbindungsmittel.

Das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ ergibt:

$$F_{v,s,R} - f_h \cdot d \cdot b_2 - f_{h,s} \cdot d \cdot s = 0 \Leftrightarrow F_{v,s,R} = f_h \cdot d \cdot b_2 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-1})$$

Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^A = 0$ ergibt:

$$2 \cdot M_y - (f_{h,s} - f_h) \cdot d \cdot s \cdot \frac{s}{2} - f_h \cdot d \cdot (b_2 + s) \cdot \frac{b_2 + s}{2} = 0$$

Auflösen nach b_2 :

$$b_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot M_y}{f_h \cdot d} - s^2 \cdot \left(\frac{f_{h,s}}{f_h} - 1 \right)} - s \quad (\text{E12-2})$$

Einsetzen von Gleichung (E12-2) in Gleichung (E12-1) ergibt die Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$:

$$F_{v,s,R} = f_{h,s} \cdot d \cdot s + f_h \cdot d \cdot \left[\sqrt{\frac{4 \cdot M_y}{f_h \cdot d} - s^2 \cdot \left(\frac{f_{h,s}}{f_h} - 1 \right)} - s \right] \quad (\text{E12-3})$$

Für alle übrigen Versagensfälle und Verbindungen kann die Tragfähigkeit einer verstärkten Verbindung $F_{V,S,R}$ analog hergeleitet werden (siehe auch Beitrag E2 und Anlage 6). Im Folgenden werden für Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen mit ein- oder zweischnittig beanspruchten Stiften und verstärkten Anschlussbereichen Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit für alle Versagensmechanismen angegeben. Zur Vereinfachung wird vorausgesetzt, dass die Dicke und die Lochleibungsfestigkeit der an den Scherfugen einer Verbindung angebrachten Verstärkungsplatten jeweils gleich groß sind. Es gelten die folgenden Bezeichnungen:

t_1, t_2	Dicke der verbundenen Bauteile bzw. Eindringtiefe
s	Dicke der Verstärkung
$f_{h,1}, f_{h,2}$	Lochleibungsfestigkeit der verbundenen Bauteile
$f_{h,s}$	Lochleibungsfestigkeit der Verstärkung
M_y	Fließmoment des Verbindungsmittels
d	Durchmesser des Verbindungsmittels
β	Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten der Bauteile: $\beta = f_{h,2}/f_{h,1}$
η	Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten der Verstärkung und des Bauteils 1: $\eta = f_{h,s}/f_{h,1}$

Holz-Holz-Verbindungen mit verstärkten Anschlussbereichen

Verstärkte, einschnittige Verbindung von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen

Die Tragfähigkeit $F_{V,S,R}$ je Verbindungsmittel ergibt sich als kleinster Wert aus den folgenden Gleichungen (E12-4) bis (E12-9):

$$F_{V,S,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-4})$$

(Lochleibungsversagen in Bauteil 1 (Fall a in Bild E2-5))

$$F_{V,S,R} = f_{h,2} \cdot d \cdot t_2 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-5})$$

(Lochleibungsversagen in Bauteil 2 (Fall b in Bild E2-5))

$$F_{V,S,R} = \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{1 + \beta} \cdot \sqrt{\beta \cdot \left(1 - 4 \cdot \eta \cdot \frac{s^2}{t_1^2}\right) + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \frac{t_2^2}{t_1^2} + 4 \cdot \frac{s}{t_1} + 8 \cdot \frac{s^2}{t_1^2} + 4 \cdot \frac{s \cdot t_2}{t_1^2} - 2 \cdot \eta \cdot \frac{s^2}{t_1^2}\right) + \beta^3 \cdot \frac{t_2^2}{t_1^2}} - \frac{\beta \cdot f_{h,1} \cdot d \cdot t_1}{1 + \beta} \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + 4 \cdot \frac{s}{t_1}\right) + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-6})$$

(Lochleibungsversagen in beiden Bauteilen (Fall c in Bild E2-5))

$$F_{v,s,R} = \frac{\beta \cdot f_{h,1} \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{(t_1 + 4 \cdot s)^2 + \frac{2 + \beta}{\beta} \cdot \left(t_1^2 - 4 \cdot \eta \cdot s^2 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right)} - (t_1 + 4 \cdot s) \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-7})$$

(Lochleibungsversagen in Bauteilen 1 und 2, Fließgelenk in Bauteil 2
(Fall d in Bild E2-5))

$$F_{v,s,R} = f_{h,s} \cdot d \cdot s + \frac{\beta \cdot f_{h,1} \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{(t_2 + 4 \cdot s)^2 + (1 + 2 \cdot \beta) \cdot \left(t_2^2 - 4 \cdot \eta \cdot s^2 + \frac{4 \cdot M_y}{\beta \cdot f_{h,1} \cdot d} \right)} - (t_2 + 4 \cdot s) \right] \quad (\text{E12-8})$$

(Lochleibungsversagen in Bauteilen 1 und 2, Fließgelenk in Bauteil 1
(Fall e in Bild E2-5))

$$F_{v,s,R} = \frac{2 \cdot \beta \cdot f_{h,1} \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{s^2 - \frac{1 + \beta}{2 \cdot \beta} \cdot \left(\eta \cdot s^2 - \frac{2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right)} - s \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-9})$$

(Lochleibungsversagen und Fließgelenke in beiden Bauteilen (Fall f in Bild E2-5))

Verstärkte, zweischnittige Verbindung von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen

Die Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$ je Verbindungsmittel und Scherfuge ergibt sich als kleinster Wert aus den folgenden Gleichungen (E12-10) bis (E12-13) (Bauteil 2 ist mittig):

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-10})$$

(Lochleibungsversagen in Bauteil 1 (Fall g in Bild E2-8))

$$F_{v,s,R} = 0,5 \cdot f_{h,2} \cdot d \cdot t_2 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-11})$$

(Lochleibungsversagen in Bauteil 2 (Fall h in Bild E2-8))

$$F_{v,s,R} = \frac{\beta \cdot f_{h,1} \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{(t_1 + 4 \cdot s)^2 + \frac{2 + \beta}{\beta} \cdot \left(t_1^2 - 4 \cdot \eta \cdot s^2 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right)} - (t_1 + 4 \cdot s) \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-12})$$

(Lochleibungsversagen in Bauteilen 1 und 2, Fließgelenk in Bauteil 2 (Fall j in Bild E2-8))

$$F_{v,s,R} = \frac{2 \cdot \beta \cdot f_{h,1} \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{s^2 - \frac{1 + \beta}{2 \cdot \beta} \cdot \left(\eta \cdot s^2 - \frac{2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d} \right)} - s \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-13})$$

(Lochleibungsversagen und Fließgelenke in beiden Bauteilen
(Fall k in Bild E2-8))

Stahlblech-Holz-Verbindungen mit verstärkten Anschlussbereichen

Verstärkte, einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnen Stahlblechen

Die Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$ je Verbindungsmittel von einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dünnen Stahlblechen (d. h. für eine Stahlblechdicke $t \leq 0,5 \cdot d$) und verstärkten Anschlussbereichen ergibt sich als kleinster Wert aus den folgenden Gleichungen (E12-14) und (E12-15):

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 \cdot t_1^2 + 2 \cdot (2 - \eta) \cdot s^2 + 4 \cdot s \cdot t_1} - (t_1 + 2 \cdot s) \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-14})$$

(Lochleibungsversagen (Fall a in Bild E2-9))

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{(1 - \eta) \cdot s^2 + \frac{2 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} - s \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-15})$$

(Lochleibungsversagen und Fließgelenk im Holzbauteil (Fall b in Bild E2-9))

Verstärkte, einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dicken Stahlblechen

Die Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$ je Verbindungsmittel von einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dicken Stahlblechen (d. h. für eine Stahlblechdicke $t \geq d$) und verstärkten Anschlussbereichen ergibt sich als kleinster Wert aus den folgenden Gleichungen (E12-16) bis (E12-18):

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-16})$$

(Lochleibungsversagen (Fall c in Bild E2-9))

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 \cdot t_1^2 + 2 \cdot (2 - \eta) \cdot s^2 + 4 \cdot s \cdot t_1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} - (t_1 + 2 \cdot s) \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-17})$$

(Lochleibungsversagen und Fließgelenk (Fall d in Bild E2-9))

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{(1-\eta) \cdot s^2 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} - s \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-18})$$

(Lochleibungsversagen und 2 Fließgelenke (Fall e in Bild E2-9))

Verstärkte, zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit innen liegenden Stahlblechen

Die Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$ je Verbindungsmittel und Scherfuge ergibt sich als kleinster Wert aus den folgenden Gleichungen (E12-19) bis (E12-21):

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot t_1 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-19})$$

(Lochleibungsversagen (Fall f in Bild E2-9))

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 \cdot t_1^2 + 2 \cdot (2-\eta) \cdot s^2 + 4 \cdot s \cdot t_1 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} - (t_1 + 2 \cdot s) \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-20})$$

(Lochleibungsversagen und Fließgelenk (Fall g in Bild E2-9))

$$F_{v,s,R} = f_{h,1} \cdot d \cdot \left[\sqrt{(1-\eta) \cdot s^2 + \frac{4 \cdot M_y}{f_{h,1} \cdot d}} - s \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-21})$$

(Lochleibungsversagen und 2 Fließgelenke (Fall h in Bild E2-9))

Verstärkte, zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit außen liegenden, dünnen Stahlblechen

Die Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$ je Verbindungsmittel und Scherfuge ergibt sich als kleinster Wert aus den folgenden Gleichungen (E12-22) und (E12-23):

$$F_{v,s,R} = 0,5 \cdot f_{h,2} \cdot d \cdot t_2 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-22})$$

(Lochleibungsversagen (Fall j/l in Bild E2-9))

$$F_{v,s,R} = f_{h,2} \cdot d \cdot \left[\sqrt{\left(1 - \frac{\eta}{\beta}\right) \cdot s^2 + \frac{2 \cdot M_y}{f_{h,2} \cdot d}} - s \right] + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-23})$$

(Lochleibungsversagen und Fließgelenk (Fall k in Bild E2-9))

Verstärkte, zweischrittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit außen liegenden, dicken Stahlblechen

Die Tragfähigkeit $F_{v,s,R}$ je Verbindungsmittel und Scherfuge ergibt sich als kleinster Wert aus den folgenden Gleichungen (E12-24) und (E12-25) (wobei Gleichung (E12-25) der oben hergeleiteten Gleichung (E12-3) entspricht):

$$F_{v,s,R} = 0,5 \cdot f_{h,2} \cdot d \cdot t_2 + f_{h,s} \cdot d \cdot s \quad (\text{E12-24})$$

(Lochleibungsversagen (Fall j/l in Bild E2-9))

$$F_{v,s,R} = f_{h,s} \cdot d \cdot s + f_h \cdot d \cdot \left[\sqrt{\frac{4 \cdot M_y}{f_h \cdot d} - s^2} \cdot \left(\frac{f_{h,s}}{f_h} - 1 \right) - s \right] \quad (\text{E12-25})$$

(Lochleibungsversagen und 2 Fließgelenke (Fall m in Bild E2-9))

Nachweis der Klebfläche bei aufgeklebten Holzwerkstoffplatten

Bei der Verstärkung einer Verbindung mit Holzwerkstoffplatten muss die Klebfläche A_L zusätzlich nachgewiesen werden und folgender Bedingung genügen:

$$A_L \geq \frac{f_{h,s}}{f_v} \cdot n \cdot s \cdot d \quad (\text{E12-26})$$

mit

$f_{h,s}$ Lochleibungsfestigkeit der Holzwerkstoffplatte

f_v wirksame Scherfestigkeit der Holzwerkstoffplatte (Plattenbeanspruchung) bzw. des Holzes, der kleinere Wert ist maßgebend

n Anzahl der Verbindungsmittel

s Plattendicke

d Durchmesser des Verbindungsmittels

Durch das Aufkleben und die daraus folgende starre Verbindung zwischen Holz und Verstärkungselement sind aufgeklebte Holzwerkstoffplatten die einzige Verstärkungsmethode, die auch die Gefahr eines Blockscherens bei Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln (Beitrag E13) zuverlässig reduzieren kann. Dies ist nicht möglich bei mechanischen Verstärkungen (Vollgewindeschrauben), die eine wesentlich höhere Nachgiebigkeit besitzen.

Lochleibungsfestigkeit der Verstärkungsplatten

Lochleibungsfestigkeit verschiedener Holzwerkstoffplatten

Die Lochleibungsfestigkeit von Holzwerkstoffplatten hängt vom Plattentyp und ihrem Aufbau ab. Für Sperrholz, Span- und OSB-Platten sowie für harte Holzfaserplatten sind in EC 5 folgende Rechenwerte für die charakteristische Lochleibungsfestigkeit in N/mm^2 angegeben (mit ρ_k in kg/m^3 , d und t in mm):

- Nägel und Schrauben in nicht vorgebohrtem Sperrholz: $f_{h,k} = 0,11 \cdot \rho_k \cdot d^{0,3}$
- Stabdübel, Bolzen, Nägel und Schrauben in vorgebohrtem Sperrholz:
 $f_{h,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$
- Nägel und Schrauben in nicht vorgebohrten Span- oder OSB-Platten:
 $f_{h,k} = 65 \cdot d^{0,7} \cdot t^{0,1}$
- Stabdübel, Bolzen, Nägel und Schrauben in vorgebohrten Span- oder OSB-Platten:
 $f_{h,k} = 50 \cdot d^{0,6} \cdot t^{0,2}$
- Nägel in harten Holzfaserplatten: $f_{h,k} = 30 \cdot d^{0,3} \cdot t^{0,6}$

Für Verstärkungsmaßnahmen von Verbindungen eignen sich vor allem Holzwerkstoffe, deren Lochleibungsfestigkeit wesentlich höher ist als diejenige des zu verstärkenden Holzes.

E12.2 Mit Vollgewindeschrauben verstärkte Verbindungen

Bei mit Vollgewindeschrauben verstärkten Verbindungen handelt es sich meist um Stabdübelverbindungen, bei denen die Holzbauteile in Faserrichtung belastet werden. Die Verstärkungselemente (= Vollgewindeschrauben) werden immer rechtwinklig zur Faserrichtung und zur Stabdübelachse angeordnet, um ein vorzeitiges Aufspalten (bei Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln) zu verhindern, siehe Bild E12-3. Falls die Verstärkungselemente nicht mit einem Abstand zu den Stabdübeln eingebracht werden, sondern direkt unterhalb der Stabdübel, kann die Tragfähigkeit der verstärkten Verbindung zusätzlich erhöht werden (Lochleibungsverstärkung).

Vollgewindeschrauben, angebracht mit einem Abstand von den Stabdübeln

Bei einem Eindrehen der Vollgewindeschrauben mit einem Abstand von den Stabdübeln (Bild E12-3 links) dienen die Schrauben lediglich als Querkzugverstärkung und verhindern vorzeitiges Aufspalten und damit vorzeitiges Versagen mit einer geringeren Traglast als dem jeweiligen Johansen-Fall. Durch die Verstärkung wird also eine Rissausbreitung über die Vollgewindeschrauben hinaus verhindert, jedoch keine (über den Johansen-Fall hin-

ausgehende) Traglaststeigerung erreicht. Dadurch kann die wirksame Anzahl der Verbindungsmittel gleich der tatsächlichen Anzahl gesetzt werden:

$$n_{ef} = n \quad (\text{E12-27})$$

Diese Ertüchtigung ist dem Einbringen von Vollgewindeschrauben zur Verstärkung von Ausklinkungen oder Queranschlüssen vergleichbar (Beitrag D8). Die Schrauben werden auf Herausziehen beansprucht und müssen die Querkraft aufnehmen, die das Aufspalten einer unverstärkten Verbindung auslösen würde. Das von Schmid (2002) hergeleitete Rechenmodell zur Ermittlung der axialen Kraftkomponente (Zugkraft) in der Verstärkungsschraube in Abhängigkeit von der faserparallel wirkenden äußeren Belastungskomponente ist nur für Verbindungen mit einer Verbindungsmittelreihe in Faserrichtung und rechtwinklig zur Faser- und Verbindungsmittelachse angebrachte Verstärkungsschrauben gültig. Durch eine solche Verstärkung wird Aufspalten zuverlässig verhindert, jedoch nicht ein Blockscherversagen. Es wird empfohlen, dass die auf Herausziehen beanspruchten Vollgewindeschrauben als Spaltverstärkung für 30% der Beanspruchung der Stabdübel pro Scherfuge bemessen werden sollten:

$$F_{ax,90,Rk} \leq 0,3 \cdot F_{v,Rk} \quad (\text{E12-28})$$

wobei $F_{ax,90,Rk}$ der charakteristischen Ausziehtragfähigkeit einer Vollgewindeschraube mit einer Einschraubtiefe $\ell_{ef} = a_{4,c}$ entspricht (siehe Beitrag E5) und $F_{v,Rk}$ der charakteristischen Tragfähigkeit eines Stabdübels nach Johansen (siehe Beitrag E2) in einer unverstärkten Verbindung.

Vollgewindeschrauben, direkt unter den Stabdübeln angebracht

Ein Einbringen der Vollgewindeschrauben direkt unter den Verbindungsmitteln (Bild E12-3 rechts) sorgt neben der Verhinderung eines Aufspaltens auch für eine Traglaststeigerung durch die Mitwirkung der Schraube als „Biegebalken“, die den Verbindungsmitteln als Auflager dient. Mit einer solchen Verstärkungsmaßnahme wird also die Tragfähigkeit einer nicht spaltgefährdeten Verbindung über die Johansen-Tragfähigkeit hinaus erhöht. Analog der Erweiterung der Johansen-Gleichungen für Verbindungen mit aufgeklebten Holzwerkstoffplatten oder Nageldübeln kann das Johansen-Modell auch für diese Art der Verstärkung erweitert werden (siehe auch Bild E12-6). Die zusätzlich zu den Johansen-Parametern (Lochleibungsfestigkeit $f_{h,i}$, Fließmoment M_y , Bauteildicke t_i , Verbindungsmitteldurchmesser d) benötigte Größe ist die Tragfähigkeit R_{VE} des Verstärkungselementes, wobei R_{VE} gleich oder größer als die Kraftkomponente F_{VE} aus dem Stabdübel sein kann, Bild E12-5. Demzufolge wird zwischen „weicher“ oder „harter“ Verstärkung unterschieden. Bei einer „weichen“ Verstärkung wirkt die Schraube wie ein nachgiebiges Auflager für den Stabdübel, bei einer „harten“ Verstärkung hingegen wie ein starres Auflager.

Diese Unterteilung ist wichtig, da sich, je nachdem ob es sich um ein nachgiebiges oder starres Auflager handelt (das Verstärkungselement sich also verbiegt oder nicht), unterschiedliche Versagensmechanismen innerhalb der klassischen Johansen-Fälle (mit keinem, einem oder zwei Fließgelenken pro Scherfuge) ausbilden können. Bild E12-6 zeigt solche unterschiedlichen Versagensmechanismen am Beispiel einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung im Johansen-Fall mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge. Beim Versagensfall „hart“ bildet sich ein etwaiges Fließgelenk des Stabdübels an der Stelle der Schraube aus.

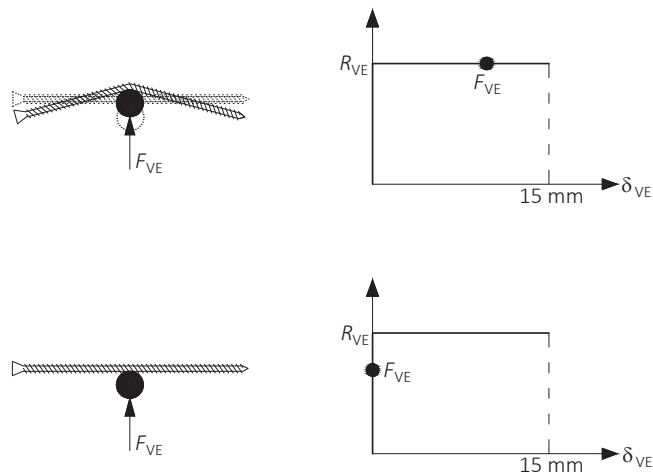


Bild E12-5 Oben: „weiche“ Verstärkung, unten: „harte“ Verstärkung, (Blaß et al. 2006).

Bild E12-6 zeigt auch die zu den Versagensmechanismen gehörenden Schnittgrößen am Verbindungsmittel. Anhand dieser Schnittgrößen können nun die Johansen-Gleichungen erweitert werden. Die aus den Gleichgewichtsbetrachtungen resultierende Tragfähigkeit R_3 wird im folgenden beispielhaft für den Fall „harte Verstärkung“ einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge hergeleitet. Die weiteren Fälle können Bejtka (2005a) und Blaß et al. (2006) entnommen werden. Die Tragfähigkeit R_3 wird aus dem Momenten- und Kräftegleichgewicht in der Fuge bestimmt (Schnittkräfte siehe zweiter Fall von oben in Bild E12-6). Das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ ergibt:

$$R_3 - F_{1,VE,3} - f_{h,1} \cdot d \cdot p = 0 \Leftrightarrow R_3 = F_{1,VE,3} + f_{h,1} \cdot d \cdot p \quad (\text{E12-29})$$

Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^A = 0$ ergibt:

$$2 \cdot M_V + f_{h,2} \cdot d \cdot p \cdot \frac{p}{2} - f_{h,1} \cdot d \cdot p \cdot \left(p + \frac{p}{2} \right) - F_{1,VE,3} \cdot 2 \cdot p = 0$$

Auflösen nach $F_{1,VE,3}$ ergibt, mit $\beta = f_{h,2}/f_{h,1}$:

$$F_{1,VE,3} = \frac{M_y}{p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4} \cdot (3 - \beta) \quad (\text{E12-30})$$

Einsetzen von Gleichung (E12-30) in Gleichung (E12-29) ergibt die Tragfähigkeit R_3 :

$$R_3 = \frac{M_y}{p} + \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4} \cdot (1 + \beta) \quad (\text{E12-31})$$

Gleichung (E12-31) gilt jedoch nur, wenn sich der Versagensfall „hart“ einstellt, also wenn die Tragfähigkeiten $R_{1,VE}$ und $R_{2,VE}$ des Verstärkungselementes bei Beanspruchung rechtwinklig zur Achse größer sind als die entsprechenden Kraftkomponenten $F_{1,VE,3}$ und $F_{2,VE,3}$. Die Kraftkomponenten $F_{1,VE,3}$ und $F_{2,VE,3}$ werden ebenfalls aus dem Kräfte- und Momentengleichgewicht in der Fuge hergeleitet. Für $F_{1,VE,3}$ gilt Gleichung (E12-30) und somit:

$$R_{1,VE} > F_{1,VE,3} = \frac{M_y}{p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4} \cdot (3 - \beta) \quad (\text{E12-32})$$

Analog wird $F_{2,VE,3}$ bestimmt. Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^B = 0$ ergibt:

$$2 \cdot M_y + f_{h,1} \cdot d \cdot p \cdot \frac{p}{2} - f_{h,2} \cdot d \cdot p \cdot \left(p + \frac{p}{2} \right) - F_{2,VE,3} \cdot 2 \cdot p = 0$$

Auflösen nach $F_{2,VE,3}$ ergibt, mit $\beta = f_{h,2}/f_{h,1}$:

$$F_{2,VE,3} = \frac{M_y}{p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4} \cdot (3 \cdot \beta - 1) \quad (\text{E12-33})$$

Daraus folgt:

$$R_{2,VE} > F_{2,VE,3} = \frac{M_y}{p} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4} \cdot (3 \cdot \beta - 1) \quad (\text{E12-34})$$

Oder mit $R_{1,VE}$ und $\psi = R_{2,VE}/R_{1,VE}$:

$$R_{1,VE} > \frac{F_{2,VE,3}}{\psi} = \frac{M_y}{p \cdot \psi} - \frac{f_{h,1} \cdot d \cdot p}{4 \cdot \psi} \cdot (3 \cdot \beta - 1) \quad (\text{E12-35})$$

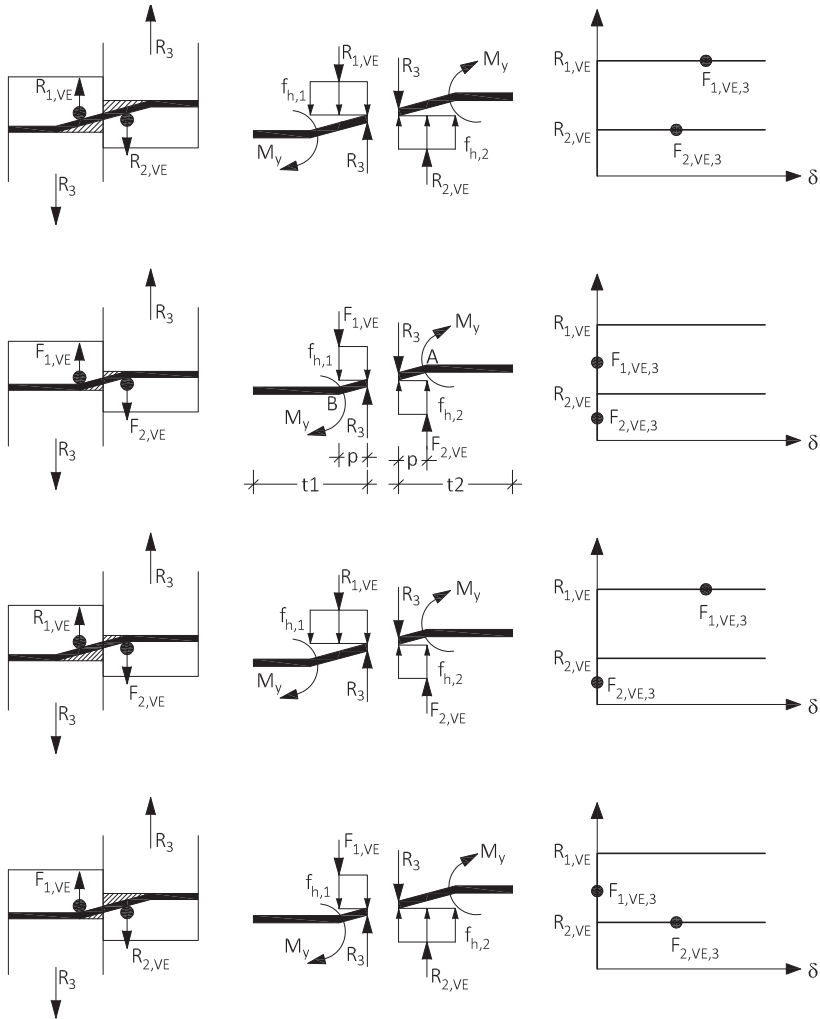


Bild E12-6 Versagensmechanismen für den Johansen-Fall mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge und Schnittgrößen am Verbindungsmittel von oben nach unten: „weich“, „hart“, „weich-hart“, „hart-weich“ (Blaß et al. 2006).

Die Tragfähigkeit einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung wird also für einen der möglichen Versagensfälle (denjenigen mit einer „harten“ Verstärkung) und für den Johansen-Fall mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge mit den Gleichungen (E12-31), (E12-32) und (E12-35) bestimmt. Dies bedeutet, dass die Anzahl der möglichen Versagensfälle bei einer Verstärkung mit direkt unter den Stabdübeln angebrachten Vollgewindeschrauben deutlich zunimmt, da pro Johansen-Fall unterschiedliche Versagensmechanismen der Verstärkungselemente berücksichtigt werden müssen (siehe Bild E12-6, Fälle „weich“, „hart“, „weich-hart“, „hart-weich“).

Tragfähigkeit der Verstärkungselemente

Um die Bemessung einer verstärkten Stabdübelverbindung, mit direkt unter den Stabdübeln angeordneten Vollgewindeschrauben, durchführen zu können, fehlt nun noch der Wert für die Tragfähigkeit R_{VE} der Verstärkungselemente. Hier gilt es zwei Fälle zu unterscheiden, siehe Bild E12-7.

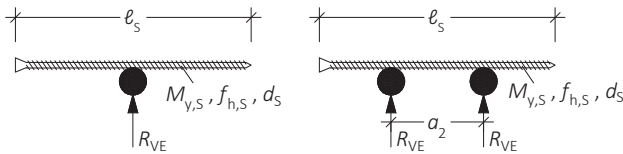


Bild E12-7 Links: ein Stabdübel, bewehrt mit einer Schraube, rechts: zwei Stabdübel, bewehrt mit einer Schraube (Blaß et al. 2006).

Die Tragfähigkeit R_{VE} wird wie die Tragfähigkeit einer Johansen-Verbindung mit innenliegendem Stahlblech (= Schraube) berechnet. Die entsprechenden Gleichungen für den Fall eines mit einer Schraube verstärkten Stabdübels (Bild E12-7 links) werden in Gleichung (E12-36) gegeben; die Gleichungen für den zweiten Fall können der Literatur entnommen werden (Bejtka, 2005b):

$$R_{VE} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S \\ f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S \cdot \left[\sqrt{\frac{16 \cdot M_{y,S}}{f_{h,S} \cdot d_S \cdot \ell_S^2} + 2} - 1 \right] \\ 4 \cdot \sqrt{M_{y,S} \cdot f_{h,S} \cdot d_S} \end{array} \right. \quad (E12-36)$$

E12.3 Literatur

H. Werner, Originalbeitrag 9 (Band 3), STEP 1995.

Bejtka I. (2005a). Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben. Dissertation Universität Karlsruhe.

Bejtka I. (2005b). Self-tapping screws as reinforcements in connections with dowel-type fasteners. Paper 38-7-4, CIB-W18 Meeting 38, Karlsruhe.

Blaß H.J., Bejtka I. und Uibel T. (2006). Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau Band 4. Universität Karlsruhe.

Blaß H.J. und Schmid M. (2001). Verstärkung von Verbindungen. Bauen mit Holz 103:40-48.

Blaß H.J. und Werner H. (1988). Stabdübelverbindungen mit verstärkten Anschlussbereichen. Bauen mit Holz 90:601-607.

Haller P., Wehsener J. und Chen C.J. (1998). Development of joints by compressed wood and glassfibre reinforcement. COST C1 - Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections, International Conference, Liege.

Kevarinmäki A., Kangas J., Nokelainen T. und Kanerva P. (1995). Nail-plate reinforced bolt joints of Kerto-FSH structures. Publication 51, Helsinki University of Technology.

Schmid M. (2002). Anwendung der Bruchmechanik auf Verbindungen mit Holz. Dissertation Universität Karlsruhe.

E13 Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln

Originalbeitrag: H.J. Blaß

Mechanische Holzverbindungen enthalten meist mehr als nur ein einziges Verbindungsmittel. Die Lastverteilung zwischen mehreren Verbindungsmitteln ist dabei selbst dann ungleichmäßig, wenn die von der Verbindung übertragene Last im Schwerpunkt der Verbindung angreift. Die Tragfähigkeit einer Verbindung entspricht der Summe der von den einzelnen Verbindungsmitteln im Bruchzustand übertragenen Kräfte. Wenn nun die Beanspruchungen der einzelnen Verbindungsmittel beim Bruch der Verbindung Unterschiede aufweisen und einige der Verbindungsmittel unterhalb ihrer Tragfähigkeit belastet sind, ist die Tragfähigkeit der Verbindung geringer als die Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Verbindungsmittel. Diese Tatsache ist der Grund für die Abminderung der Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel in Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln für bestimmte Verbindungsmittelarten. Grundsätzlich wirken sich die verschiedenen Einflüsse auf die Lastverteilung in Verbindungen sowohl auf Verbindungen mit mehreren gleichen Verbindungsmitteln als auch auf Verbindungen mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln aus. Vor allem bei Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln können auch spröde Versagensmechanismen auftreten, für die das Johansen-Modell (Beitrag E2) nicht gilt und die bei niedrigeren Bruchlasten versagen als mit den Johansen-Gleichungen ermittelt. Dies kann berücksichtigt werden, indem Verbindungen entweder verstärkt werden (Beitrag E12), eine wirksame Anzahl $n_{ef} < n$ verwendet wird oder aber die spröden Versagensmechanismen gesondert nachgewiesen werden. In diesem Beitrag wird zuerst die Lastverteilung zwischen den einzelnen Verbindungsmitteln in Holzverbindungen diskutiert und das Konzept der wirksamen Anzahl der Verbindungsmittel n_{ef} sowie die Versagensart „Holzversagen bei Verbindungen mit mehreren zugbeanspruchten, eingeklebten Stahlstäben“ werden dargelegt. Zum Schluss werden die verschiedenen, auftretenden Versagensformen von Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln gezeigt, bevor das Nachweisverfahren der Versagensart „Blockscheren“ erläutert wird.

E13.1 Lastverteilung nach der Elastizitätstheorie

Lantos (1969) entwickelte ein Modell zur Berechnung der Lastverteilung in Holzverbindungen auf der Grundlage einer linear-elastischen Last-Verformungsbeziehung der einzelnen Verbindungsmittel ohne Schlupf und unter der Annahme gleichmäßiger Normal-

spannungen in den zu verbindenden Bauteilen. Die Gültigkeit seines Modells ist für auf Abscheren beanspruchte Verbindungsmittel begrenzt auf den unteren Lastbereich, in dem das Verhalten der Verbindung als elastisch angesehen werden kann und auf Verbindungen, die parallel zur Faser beansprucht sind. Cramer (1968) berücksichtigte in einem ähnlichen Ansatz die ungleichmäßige Spannungsverteilung über den Querschnitt und ihren Einfluss auf die Dehnsteifigkeit der verbundenen Bauteile. Die elastische Lösung nach Lantos kann jedoch für die Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit etwa linear-elastischem Last-Verformungsverhalten und mehreren in Krafrichtung hintereinander angeordneten Verbindungsmitteln angewendet werden. Ein Beispiel sind Holz-Holz- oder Stahlblech-Holz-Verbindungen mit geneigt angeordneten Schrauben. Die Lösung für den allgemeinen Fall nicht-linearer Last-Verformungsbeziehungen ist in Wilkinson (1986) angegeben.

Bild E13-1 zeigt eine einschnittige Holz-Holz-Verbindung mit Nägeln. Die Lastübertragung zwischen Bauteil 1 (M_1) und Bauteil 2 (M_2) erfolgt in Stufen durch die einzelnen Verbindungsmittel. Jede Stufe entspricht dabei der vom jeweiligen Verbindungsmittel übertragenen Last. Im verformten Zustand entspricht die Last im Bauteil 1 zwischen den Verbindungsmitteln i und $i+1$ der Gesamtlast in der Verbindung vermindert um die von den Verbindungsmitteln 1 bis i übertragenen Kräfte. Die ursprüngliche Länge s zwischen den beiden Verbindungsmitteln wird dadurch um $u_{1,i}$ vergrößert. Analog wird das entsprechende Teilstück des Bauteils 2 verlängert von s auf $s + u_{2,i}$. Außerdem verursachen die von den Verbindungsmitteln i und $i+1$ übertragenen Kräfte Verschiebungen von $u_{f,i}$ bzw. $u_{f,i+1}$.

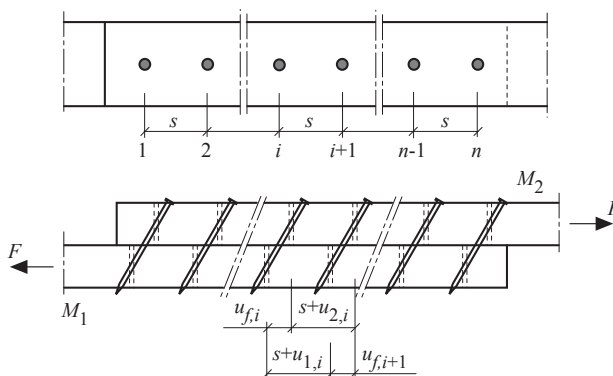


Bild E13-1 Draufsicht auf den unverformten (oben) und Längsschnitt durch den verformten (unten) Anschlussbereich. M_1 : Bauteil 1; M_2 : Bauteil 2. (STEP 1995 Beitrag C15)

Aus einem Vergleich der Längen und Verschiebungen in beiden Bauteilen (siehe Bild E13-1) folgt:

$$u_{f,j} + s + u_{2,j} = s + u_{1,j} + u_{f,j+1} \quad (\text{E13-1})$$

Die Verschiebung des einzelnen Verbindungsmittels kann ersetzt werden durch:

$$u_f = \frac{F_f}{K} \quad (\text{E13-2})$$

Hierbei ist F_f die durch das Verbindungsmittel übertragene Kraft und K ist der Verschiebungsmodul. Die Verlängerung der Bauteile kann ausgedrückt werden durch:

$$u = \frac{F_m \cdot s}{E \cdot A} \quad (\text{E13-3})$$

wobei F_m die im Bauteil zwischen zwei Verbindungsmitteln vorhandene Kraft ist.

Werden die Gleichungen (E13-2) und (E13-3) in Gleichung (E13-1) eingesetzt, ergibt sich nach einigen Umformungen die Belastung des am höchsten beanspruchten Verbindungsmittels am Anfang bzw. Ende der Verbindungsmittelreihe zu:

$$F_1 = F \cdot \left(1 - m_1 \cdot (1 + \mu) + \mu + (m_1 - m_2) \cdot \frac{m_1^n \cdot (1 + \mu) - \mu}{m_1^n - m_2^n} \right) \quad (\text{E13-4})$$

$$F_n = F \cdot \left(-\mu + m_1^{n-1} \cdot (1 + \mu) - (m_1^{n-1} - m_2^{n-1}) \cdot \frac{m_1^n \cdot (1 + \mu) - \mu}{m_1^n - m_2^n} \right) \quad (\text{E13-5})$$

mit

$$\mu = -\frac{1}{1 + \frac{E_1 \cdot A_1}{E_2 \cdot A_2}} \quad (\text{E13-6})$$

$$m_1 = \frac{\omega + \sqrt{\omega^2 - 4}}{2} \quad (\text{E13-7})$$

$$m_2 = \frac{\omega - \sqrt{\omega^2 - 4}}{2} \quad (\text{E13-8})$$

$$\omega = 2 + K \cdot s \cdot \left[\frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} \right] \quad (\text{E13-9})$$

Lantos forderte, das am höchsten beanspruchte Verbindungsmittel zu bemessen. Da die höchste Beanspruchung in den Verbindungsmitteln am Anfang bzw. Ende der Verbindungsmittelreihe erreicht wird, bestimmen diese die Tragfähigkeit der Verbindung. Die Unterschiede in den Belastungen der einzelnen Verbindungsmittel werden nach dieser Lösung von den Dehnsteifigkeiten der verbundenen Bauteile, der Anzahl der Verbindungsmittel in einer Reihe, dem Verbindungsmittelabstand sowie dem Verschiebungsmodul bestimmt. Der hier vorgestellte linear-elastische Ansatz nach Lantos ist auch heute noch für Verbindungen relevant, die sich bis zu ihrem Versagen linear-elastisch verhalten. Bei Verbindungen mit mehreren in einer Reihe geneigt angeordneten Vollgewindeschrauben kann mit dem Verfahren nach Lantos die am höchsten beanspruchte Schraube ermittelt und bemessen werden.

E13.2 Einflussgrößen auf die Lastverteilung in Verbindungen

Außer dem Einfluss der Dehnungsunterschiede in den verbundenen Bauteilen gibt es noch weitere Parameter, die die Lastverteilung auf die einzelnen Verbindungsmittel einer mechanischen Holzverbindung signifikant beeinflussen können.

Plastische Verformungen und Kriechen

Isumov (1967) wählte einen allgemeineren Ansatz zur Berechnung der Lastverteilung zwischen einzelnen Verbindungsmitteln, die in Kraftrichtung hintereinander angeordnet sind. Seine Lösung berücksichtigt das nichtlineare Last-Verschiebungsverhalten der Verbindungsmittel, das bei ansteigender Gesamtlast eine Lastumlagerung in der Verbindung bewirkt. Sobald das am höchsten beanspruchte Verbindungsmittel plastische Verformungen aufweist, nimmt die Steifigkeit im Vergleich zu den anderen Verbindungsmitteln ab. Da steifere Elemente in einem parallelen Tragsystem vergleichsweise höher belastet werden, erfolgt dadurch eine Lastumlagerung zu den weniger belasteten Verbindungsmitteln in der Mitte der Reihe hin. Diese Lastumlagerungen wirken den von Lantos (1969) beschriebenen Lastspitzen entgegen und führen im Vergleich zu vollständig elastischen Verbindungen zu höheren Tragfähigkeiten. Dasselbe gilt für den Einfluss zeitabhängiger Verformungen in der Verbindung. Kriechen bewirkt ebenfalls einen relativen Steifigkeitsverlust und verursacht dadurch Lastumlagerungen. Da die Größe der Kriechverformungen mit dem Belastungsniveau ansteigt, werden am Anfang und Ende einer Verbindungsmittelreihe größere Kriechverformungen auftreten, wodurch eine gleichmäßigere Lastverteilung in der Verbindung entsteht.

Plastische Verformungen der Verbindungen und damit Lastumlagerungen sind in der Tat Grundlage der Bemessung nach EC 5. Die Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln nach EC 5 geht auf Johansen (1949) zurück. Johansen setzte ideal-plastisches Verhalten sowohl der Verbindungsmittel als auch des

Holzes unter Lochleibungsbeanspruchung voraus (siehe Beitrag E2). Unter der Voraussetzung genügend großer Rand- und Zwischenabstände ergibt sich daraus ein plastisches Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung im Versagenszustand, falls die Verbindung nach einem der von Johansen beschriebenen Mechanismen versagt. Falls das Holz jedoch vor Erreichen der plastischen Verformungen durch Aufspalten entlang der Verbindungsmittelreihen oder durch Blockscheren versagt, ist eine Umverteilung der Kräfte innerhalb der Verbindung kaum möglich. Daher verringert das Spalten oder Blockscheren in besonderem Maße die Tragfähigkeit von Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln. Durch ausreichend große Rand- und Zwischenabstände lässt sich die Spaltneigung des Holzes im Verbindungsbereich verringern, da mit größer werdenden Abständen die durch die Keilwirkung der Verbindungsmittel verursachten Querkzug- und Schubspannungen im Holz abnehmen. Große Abstände in Faserrichtung begünstigen daher ein plastisches Verformungsverhalten beim Erreichen der Höchstlast und erhöhen damit, im Gegensatz zur Aussage der elastischen Theorie, die Tragfähigkeit von Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln. Eine andere Möglichkeit, das Aufspalten zu verhindern und damit ein plastisches Versagen zu gewährleisten, besteht im Verstärken des Anschlussbereichs z. B. durch aufgeklebte Sperrholzplatten oder Vollgewindeschrauben (Beitrag E12). Derart verstärkte Verbindungen erreichen eine Tragfähigkeit, die der Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Verbindungsmittel entspricht. Eine Abminderung infolge eines Gruppeneffekts ist in diesen Fällen nicht erforderlich.

Nennenswerte plastische Verformungen treten in folgenden mechanischen Holzverbindungen auf: Verbindungen mit Einpressdübeln, Nagelverbindungen und Verbindungen mit anderen schlanken, stiftförmigen Verbindungsmitteln. Die plastischen Verformungen, die im Allgemeinen vor dem Versagen in Verbindungen mit Einpressdübeln auftreten, sind der Grund dafür, dass bei diesen Verbindungen ein Zusammenwirken des Einpressdübels und des Bolzens angenommen werden darf. Demgegenüber darf bei Verbindungen mit Einlassdübeln, die in der Regel ein sprödes Versagen zeigen, der Anteil des Bolzens bei der Ermittlung der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt werden (Beitrag E6). Kriechverformungen treten dagegen in allen Arten mechanischer Holzverbindungen auf.

Herstellungsungenauigkeiten

Bei Verbindungen mit vorgebohrten Löchern bzw. vorgefrästen Vertiefungen wie z. B. Stabdübel- oder Einlassdübelverbindungen werden die Unterschiede im Tragverhalten zwischen den einzelnen Verbindungsmitteln einer Verbindung durch Herstellungsungenauigkeiten weiter erhöht. Beispiele für Herstellungsungenauigkeiten sind Abweichungen von der planmäßigen Lage der Bolzenlöcher, verlaufende Bohrungen im Holz, unterschiedlich große Bohrlochdurchmesser oder unterschiedliche Anfangsposition der Bolzen in den Bohrlöchern. Dannenberg und Sexsmith (1976) wie auch Isyumov (1967) betonen den großen Einfluss der Herstellungsungenauigkeiten auf die Lastverteilung innerhalb von Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart und damit auf deren Tragfähigkeit.

Nach Wilkinson (1986) verursachen vor allem Herstellungsungenauigkeiten und Unterschiede im Last-Verschiebungsverhalten der einzelnen Verbindungsmittel eine ungleichmäßige Lastverteilung in mechanischen Holzverbindungen, während der Einfluss unterschiedlicher Dehnungen der miteinander verbundenen Bauteile vernachlässigt werden kann. Herstellungsungenauigkeiten wie z. B. unplanmäßig versetzte Bohrlöcher verursachen einen Anfangsschlupf für einige Verbindungsmittel im Anschluss. Wird die Verbindung belastet, beginnen diese Verbindungsmittel erst dann Kraft aufzunehmen, wenn die Verschiebung in der Verbindung größer als der Anfangsschlupf wird (siehe Bolzen Nr. 4 in Bild E13-2). Falls die Verbindung vor dem Erreichen plastischer Verformungen durch Aufspalten versagt, tragen die Verbindungsmittel mit Anfangsschlupf überhaupt nicht zur Lastabtragung bei. Versuchsergebnisse von Massé et al. (1989) zeigen z. B. für Bolzenverbindungen mit Brettschichtholz aus Douglasie, dass die Traglast je Bolzen um mehr als 50% abnahm, wenn die Anzahl der Bolzen in der Verbindung von eins auf vier erhöht wurde. Diese Ergebnisse unterstreichen die Notwendigkeit ausreichender Rand- und Zwischenabstände für Verbindungen mit Herstellungsungenauigkeiten, um ein plastisches Verhalten im Versagenszustand und damit eine Umverteilung der Kräfte innerhalb der Verbindung zu gewährleisten. Herstellungsungenauigkeiten lassen sich durch eine präzise Herstellung mit rechnergesteuerten Abbundanlagen zum großen Teil vermeiden.

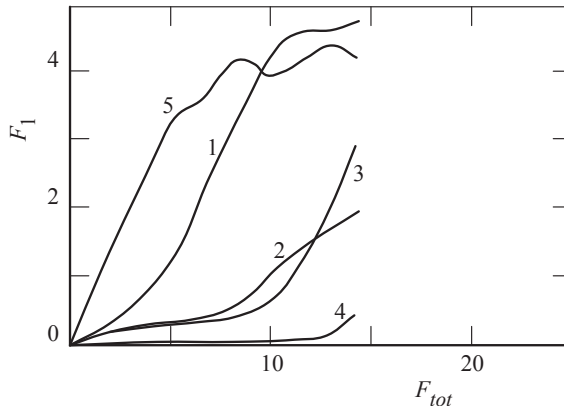


Bild E13-2 Beispiel einer Lastverteilung in einer Bolzenverbindung nach Wilkinson (1986). F_1 ist die Belastung des einzelnen Bolzens und F_{tot} ist die Gesamtlast in der Verbindung. (STEP 1995 Beitrag C15)

Unterschiede im Last-Verformungsverhalten der einzelnen Verbindungsmittel

Außer Herstellungsungenauigkeiten beeinflussen auch die veränderlichen Holzeigenschaften im Verbindungsbereich die Lastverteilung in mechanischen Verbindungen. Äste, Risse, Harzgallen, Faserabweichungen oder Dichteänderungen verursachen ein unterschiedliches Last-Verformungsverhalten der einzelnen Verbindungsmittel.

E13.3 Berücksichtigung der Verbindungsmittelanzahl

Grundsätzlich wird bei der Ermittlung der Tragfähigkeit zunächst ideal-plastisches Verhalten angenommen und danach der Einfluss der Verbindungsmittelanzahl durch eine Abminderung der Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel berücksichtigt. Diese sogenannte wirksame Anzahl n_{ef} der Verbindungsmittel ist in EC 5 für jeden Verbindungsmitteltyp angegeben. Bei Nagel- und Klammerverbindungen wird die Anzahl n der in einer Reihe liegenden Verbindungsmittel über einen Exponenten k_{ef} vermindert, der abhängig vom Nagel- bzw. Klammerabstand ist. Bei Bolzen- und Stabdübelverbindungen hingegen ist die wirksame Anzahl n_{ef} neben dem Abstand der Verbindungsmittel in einer Reihe auch noch vom Durchmesser der Verbindungsmittel abhängig.

E13.4 Eingeklebte Stahlstäbe – „group tear-out“

Ein Sonderfall von Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln sind Anschlüsse mit mehreren zugbeanspruchten Stahlstäben. Bei einer solchen Verbindung kann als Versagensfall das sogenannte „group tear-out“ auftreten, bei dem die ganze Verbindungsmittelgruppe einschließlich eines von den Stahlstäben umschriebenen Holzblocks aus dem Holz gezogen wird, Bild E13-3. Diese Versagensart ist den oben besprochenen spröden Versagensarten bei Verbindungen mit mehreren, in Faserrichtung hintereinander angeordneten und auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln ähnlich. Auch das „group tear-out“ wird durch ein vorzeitiges Versagen des zug- bzw. schubbeanspruchten Holzes verursacht und durch unterschiedliche Beanspruchungen der einzelnen Stahlstäbe beim Bruch begünstigt. Die Gesamttragfähigkeit ist daher in der Regel geringer als Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Stahlstäbe. Wie bereits in Beitrag E10 erläutert, wird versucht, durch Mindesteinklebelängen ein duktileres Versagen zu erzwingen und so diesen spröden Versagensmechanismus zu vermeiden.

Da im EC 5 dieser Versagensmechanismus nicht ausdrücklich berücksichtigt wird, sollte mit einer wirksamen Anzahl der Verbindungsmittel $n_{ef} = n^{0,9}$ wie bei Verbindungen mit zugbeanspruchten Schraubengruppen gerechnet werden (EC 5, Gleichung 8.41), falls nicht plastisches Stahlversagen maßgebend wird. Im NA zu EC 5 wird beispielsweise gefordert, dass „für die Tragfähigkeit der Verbindung die Tragfähigkeit des Stahlstabes und nicht die Festigkeit des Holzes oder der Klebfuge maßgebend sein darf, falls eine ungleichmäßige Beanspruchung nicht ausgeschlossen werden kann.“ (NCI NA.11.2.3 (NA.2)); es soll also ein Stahlversagen der Stäbe maßgebend werden. Wird Stahlversagen nicht maßgebend, sollte ein Nachweis des group tear-out in Anlehnung an das Verfahren für Blockscherversagen in Abschnitt E13.5 geführt werden.

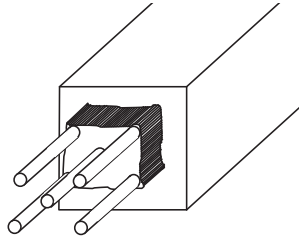


Bild E13-3 Versagensfall „group tear-out“ bei einer Gruppe von eingeklebten Gewindestangen (Tlustochowicz et al. 2011).

E13.5 Blockscheren

Bevor das im Anhang A des EC 5 geregelte Nachweisverfahren für das Blockscherversagen von Holzverbindungen erläutert wird, werden noch einmal die möglichen Versagensarten von Holzverbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln erläutert. Anhang A beschränkt das Verfahren auf Stahlblech-Holz-Verbindungen; Blockscherversagen kann jedoch auch in Holz-Holz-Verbindungen auftreten.

Versagensarten von Verbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln und mit in Faserrichtung belasteten Holzbauteilen

Die möglichen Versagensarten von Holzverbindungen mit mehreren Verbindungsmitteln und in Faserrichtung belasteten Holzbauteilen sind sehr vielfältig. Neben den im Johansen-Modell erfassten duktilen Versagensarten kann je nach Abmessungen der Holzbauteile auch sprödes Versagen wie Aufspalten oder Abscheren auftreten. Vor allem bei Verbindungen mit mehreren Stabdübeln oder Bolzen in einer Reihe kann selbst bei Einhaltung der geforderten Mindestabstände ein solches sprödes Versagen auftreten, siehe die Fälle (i), (ii), und (iv) in Bild E13-4.

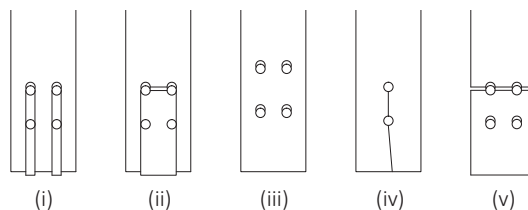


Bild E13-4 Mögliche Versagensfälle von Holzverbindungen mit Stabdübeln/Bolzen. (i) Ausscheren von Verbindungsmittelreihen, (ii) Blockscheren, (iii) Lochleibung/Lochleibung und Fließgelenk, (iv) Aufspalten, (v) Zugversagen des Nettoquerschnitts. (Quenneville und Mohammad 2000)

Das Aufspalten, Fall (iv), wird durch die Anwendung einer wirksamen Anzahl Verbindungsmittel n_{ef} erfasst, wodurch die Johansen-Gleichungen wieder verwendet werden können und die Verbindung mit einer mit n_{ef}/n abgeminderten Tragfähigkeit bemessen werden kann. Eine Möglichkeit, Aufspalten zu verhindern und die volle Tragfähigkeit nach Johansen zu erreichen, ist das Anbringen einer Spaltverstärkung (je nach Art der Verstärkung kann die Tragfähigkeit sogar gesteigert werden, siehe Beitrag E12). Die Versagensfälle (i) und (ii) nach Bild E13-4 werden jedoch nur zum Teil mit der wirksamen Anzahl n_{ef} berücksichtigt und müssen gesondert nachgewiesen werden. Das Ausscheren von Verbindungsmittelreihen ist im EC 5 nicht explizit geregelt. Blockscherversagen einer Gruppe von Verbindungsmitteln, also mehrere Reihen mit mehreren Verbindungsmitteln in einer Reihe, kann hingegen mithilfe des Anhangs A des EC 5 nachgewiesen werden. Die Scherversagen (i) und (ii) können nur durch das Aufkleben von Holzwerkstoffplatten wirksam verhindert werden, da nur dann die Verbindung zwischen Holzbauteil und Verstärkungselement ausreichend steif ist.

Nachweis Blockscherversagen

Das Versagensbild „Blockscherversagen“, wie es in Bild E13-5 exemplarisch gezeigt wird, tritt vor allem bei Stahlblech-Holz-Verbindungen mit verdichteten Verbindungsmittelanordnungen auf. Eines der ersten Nachweismodelle wurde von Foschi und Longworth (1975) für Stahlblech-BSH-Verbindungen mit Nägeln entwickelt. Der grundlegende Gedanke ist, dass entweder die Schubfestigkeit des Holzes entlang der seitlichen und unteren Scherflächen oder die Zugfestigkeit des Holzes in der äußeren, am weitesten vom Hirnholz entfernten Verbindungsmittelreihe maßgebend wird, siehe Versagensflächen in Bild E13-5 rechts. Als dritter Versagensmechanismus kann ein duktiler Versagen nach Johansen auftreten. Da es sich sowohl beim Schubversagen als auch beim Zugversagen in Faserrichtung um einen spröden Versagensmechanismus handelt, können die beiden Spannungskomponenten zumindest nicht vollständig addiert werden. Nach Foschi und Longworth (1975) wird die Tragfähigkeit einer Verbindungsmittelgruppe bei einer Belastung in Faserrichtung des Holzbauteiles aus dem Minimalwert aus Johansen-Tragfähigkeit und einer kombinierten Tragfähigkeit aus Schubtragfähigkeit entlang der Scherflächen und Zugtragfähigkeit in Faserrichtung des Holzes (mit Versagensfläche rechtwinklig zur Faserrichtung) zwischen den beiden äußeren Verbindungsmittelreihen ermittelt.

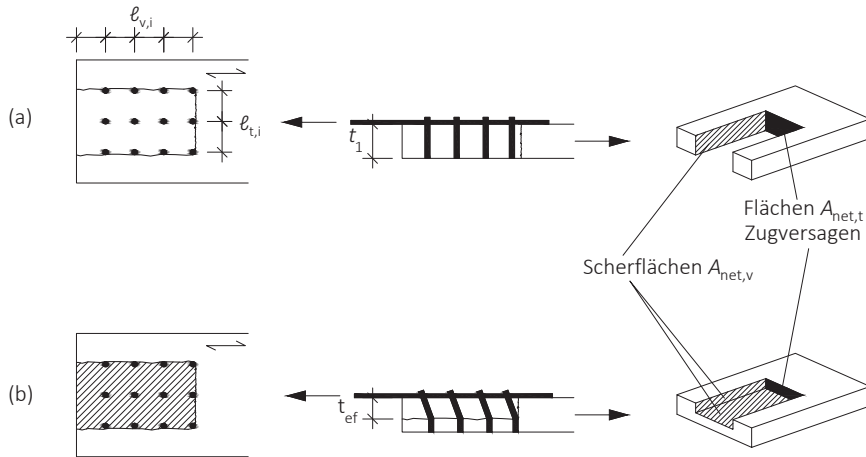


Bild E13-5 Blockscherungsveragen, (a) ganzer Block wird über die Bauteildicke ausgesichert, (b) Block wird teilweise über die Bauteildicke ausgesichert. Diejenigen Flächen, die entweder abscheren ($A_{\text{net},v}$) oder abreißen ($A_{\text{net},t}$), sind eingezeichnet.

Der derzeitige Nachweis des EC 5 für Stahlblech-Holz-Verbindungen ist ähnlich, jedoch wird hier der größere Wert aus Schub- bzw. Zugtragfähigkeit für das Blockscherungsveragen maßgebend:

$$F_{\text{bs,Rk}} = \max \begin{cases} 1,5 \cdot A_{\text{net},t} \cdot f_{t,0,k} \\ 0,7 \cdot A_{\text{net},v} \cdot f_{v,k} \end{cases} \quad (\text{E13-10})$$

mit

$F_{\text{bs,Rk}}$ charakteristischer Wert der Blockschertragfähigkeit

$A_{\text{net},t}$ Nettoquerschnittsfläche rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes

$f_{t,0,k}$ charakteristischer Wert der Zugfestigkeit in Faserrichtung

$A_{\text{net},v}$ Nettoscherfläche in Faserrichtung des Holzes

$f_{v,k}$ charakteristischer Wert der Schubfestigkeit

Die benötigten Nettoquerschnittsflächen $A_{\text{net},t}$ für die Ermittlung der Zugtragfähigkeit und $A_{\text{net},v}$ für die Ermittlung der Schubtragfähigkeit werden im EC 5 vereinfacht ermittelt.

Für die **Nettoquerschnittsfläche** $A_{\text{net,t}}$ rechtwinklig zur Faserrichtung, Bild E13-5, gilt, dass sie aus der Summe der lichten Verbindungsmittelabstände $\ell_{t,i}$ rechtwinklig zur Faserrichtung multipliziert mit der Dicke des ausgescherten Holzblockes ermittelt wird. Je nach Versagensmechanismus der Verbindung kann ein Holzblock über die gesamte Holzbauteilhöhe t_1 abscheren oder nur ein Teilblock der Höhe t_{ef} :

$$A_{\text{net,t}} = \begin{cases} \sum_i \ell_{t,i} \cdot t_1 & \text{Versagensfälle c, f, j/l} \\ \sum_i \ell_{t,i} \cdot t_{\text{ef}} & \text{alle anderen Fälle} \end{cases} \quad (\text{E13-11})$$

wobei

t_1 Dicke des Holzbauteils oder Eindringtiefe der Verbindungsmittel

t_{ef} wirksame Dicke, abhängig vom Versagensmechanismus

$\Sigma \ell_{t,i}$ Summe der Verbindungsmittelabstände rechtwinklig zur Faserrichtung, siehe Bild E13-5 (a)

Die wirksame Dicke t_{ef} entspricht derjenigen Dicke, über die die Lochleibungsfestigkeit erreicht wird. Je nach Versagensart der Verbindung kann ein Teilblock wie in Bild E13-5 (b) mit einer wirksamen Dicke kleiner der Holzbauteildicke, $t_{\text{ef}} < t_1$, oder ein Holzblock über die gesamte Holzbauteildicke t_1 abreißen bzw. abscheren, Bild E13-5 (a). Wenn keine Fließgelenke auftreten und die Stifte sich nicht verdrehen, wird die Lochleibungsfestigkeit über die gesamte Bauteildicke erreicht, wodurch bei Blockscherversagen ein Holzblock über die gesamte Bauteildicke oder Eindringtiefe abreißt bzw. abschert. Die wirksame Dicke entspricht dann der Dicke t_1 des Holzbauteils oder der Eindringtiefe der Verbindungsmittel und ist im oberen Term von Gleichung (E13-11) gegeben. Zur Verdeutlichung kann Bild E13-6 betrachtet werden, das alle möglichen Versagensmechanismen von Stahlblech-Holz-Verbindungen zeigt. Ein Blockscherversagen über die gesamte Dicke des Holzbauteils t_1 kann nur in den Versagensfällen c, f und j/l auftreten, da nur dort die Lochleibungsfestigkeit über die gesamte Bauteildicke (in Bild E13-6 die Dicken t_1 bzw. t_2) erreicht wird. Für alle anderen Versagensfälle von Bild E13-6 gilt, dass eine wirksame Dicke t_{ef} , die kleiner als die Holzbauteildicke ist, angesetzt werden muss, unterer Term von Gleichung (E13-11).

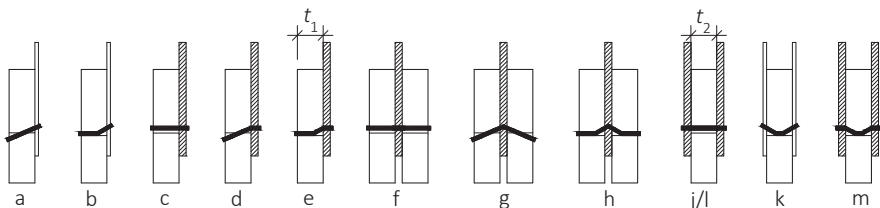


Bild E13-6 Versagensmechanismen nach Johansen für Stahlblech-Holz-Verbindungen.

Die wirksame Dicke t_{ef} wird über die Johansen-Fälle bestimmt (Beitrag E2). Anhand von Gleichgewichtsbetrachtungen kann die Lage des Fließgelenkes bestimmt werden. Diese Lage des Fließgelenkes ergibt dann die wirksame Dicke t_{ef} (siehe schematische Darstellung in Bild E13-5 (b)).

Als Beispiel soll t_{ef} für eine einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindung mit dickem Stahlblech ermittelt werden, falls diese Verbindung laut Johansen mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge versagt, Gleichung (E2-11) und Versagensfall e nach Bild E13-6 bzw. Bild E2-11:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 = f_{h,1,k} \cdot d \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}} = 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (\text{E13-12})$$

wobei b_1 der Abstand zwischen den beiden Fließgelenken bzw. die Breite des Lochleibungsbereichs ist (Bild E2-11).

Um nun die Blockschertragfähigkeit einer solchen Verbindung mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge zu ermitteln, gilt $b_1 = t_{ef}$:

$$t_{ef} = b_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}} \quad (\text{E13-13})$$

Alle anderen Fälle und die dazugehörigen wirksamen Dicken t_{ef} können EC 5 Anhang A entnommen werden.

Die **Nettoscherfläche** $A_{net,v}$, Bild E13-5, hängt ebenfalls von dem Versagensmechanismus der Verbindungsmittelgruppe ab, der die Lastverteilung innerhalb der Gruppe beeinflusst, und ist somit analog der Nettoquerschnittsfläche $A_{net,t}$ mit t_1 oder der wirksamen Dicke t_{ef} zu bestimmen:

$$A_{net,v} = \begin{cases} \sum_i \ell_{v,i} \cdot t_1 & \text{Versagensfälle c, f, j/l} \\ \frac{1}{2} \cdot \sum_i \ell_{v,i} \cdot \left(\sum_i \ell_{t,i} + 2 \cdot t_{ef} \right) & \text{alle anderen Fälle} \end{cases} \quad (\text{E13-14})$$

wobei

t_1 Dicke des Holzbauteils oder Eindringtiefe der Verbindungsmittel

t_{ef} wirksame Dicke, abhängig vom Versagensmechanismus

$\sum \ell_{v,i}$ Summe der Verbindungsmittelabstände parallel zur Faserrichtung, siehe Bild E13-5 (a), beide äußere Reihen sind zu summieren: in Bild E13-5 (a) ist $i = 8$

$\sum \ell_{t,i}$ Summe der Verbindungsmittelabstände rechtwinklig zur Faserrichtung, siehe Bild E13-5 (a)

Der untere Term von Gleichung (E13-14) bedeutet, dass bei Ausbildung eines oder mehrerer Fließgelenke die Nettoscherfläche als Summe der seitlichen Flächen entlang der äußeren Verbindungsmittelreihen und der Scherfläche unterhalb der Verbindungsmittelgruppe angenommen wird, da in einem solchen Fall nur ein Teilblock über die Gesamtdicke abschert (Bild E13-5 (b)) und dadurch neben den seitlichen Scherflächen auch die untere Scherfläche aktiviert wird. Falls sich kein Fließgelenk ausbildet und der Stift gerade bleibt, werden nur die beiden seitlichen Scherflächen entlang der äußeren Verbindungsmittelreihen über die Bauteildicke oder Eindringtiefe der Verbindungsmittel berücksichtigt, siehe oberer Term von Gleichung (E13-14), da dann ein Gesamtblock über die gesamte Bauteildicke bzw. Eindringtiefe t_1 abschert und somit die untere Scherfläche nicht aktiviert wird.

Die Tatsache, dass im EC 5 die **Blockschertragfähigkeit als Maximalwert von Schub- und Zugtragfähigkeit der Nettoflächen** bestimmt wird, bedeutet, dass im Falle eines Versagens der schwächeren Komponente die Gesamtlast von der anderen Komponente übernommen wird. Falls beispielweise der obere Term von Gleichung (E13-10), die Netto-Zugtragfähigkeit, kleiner ist als der untere Term von Gleichung (E13-10), die Netto-Schubtragfähigkeit, bedeutet dies, dass die Verbindung in der Nettoquerschnittsfläche rechtwinklig zur Faserrichtung versagen kann und in diesem Fall die gesamte Last von der Scherfläche aufgenommen wird.

Die Beiwerte 1,5 und 0,7 in Gleichung (E13-10) resultieren aus Betrachtungen zu den charakteristischen Festigkeiten. Die charakteristische Zugfestigkeit in Faserrichtung $f_{t,0,k}$ des Holzbauteils wird um 50% erhöht, da die Wahrscheinlichkeit, dass sich große Äste im lokal sehr beschränkten, gefährdeten Bereich befinden und dort deshalb niedrige Werte der Zugfestigkeit erreicht werden, sehr klein ist. Die Erhöhung entspricht also einem Volumeneffekt bei Zugbeanspruchung (Beitrag D3). Die Schubfestigkeit wiederum wird um 30% vermindert, um ungleichmäßige Schubspannungsverteilungen mit Spannungsspitzen zu berücksichtigen.

E13.6 Literatur

H.J. Blaß, Originalbeitrag C15, STEP 1995.

Bejtka I. (2005). Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben. Dissertation, Universität Karlsruhe. Band 2 der Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau.

Cramer C.O. (1968). Load distribution in multiple-bolt tension joints. *Journal of the Structural Division, ASCE* 94(ST5):1101-1117.

Dannenberg L.J. und Sexsmith R.G. (1976). Shear-plate load distribution in laminated timber joints. Report No. 361, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York.

Foschi R.O. und Longworth J. (1975). Analysis and design of Griplam nailed connections. *Journal of the Structural Division* 101(12):2537-2555.

Isyumov N. (1967). Load distribution in multiple shear-plate joints in timber. Forestry Branch Departmental Publication No. 1203, Department of Forestry and Rural Development, Ottawa.

Johansen K.W. (1949). Theory of timber connections. International Association of Bridge and Structural Engineering, Publication 9:249-262.

Lantos G. (1969). Load distribution in a row of fasteners subjected to lateral load. *Wood Science* 1(3):129-136.

Massé D.I., Salinas J.J. und Turnbull J.E. (1989). Lateral strength and stiffness of single and multiple bolts in glued-laminated timber loaded parallel to grain. Contribution No. C 029, Engineering and Statistical Research Centre, Agriculture Canada, Ottawa.

Quenneville J.H.P. und Mohammad M. (2000). On the failure modes and strength of steel-wood-steel bolted connections loaded parallel-to-grain. *Canadian Journal of Civil Engineering* 27:761-773.

Tlustochowicz G., Serrano E. und Steiger R. (2011). State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods. *Materials and Structures* 44(5):997-1020.

Wilkinson T.L. (1986). Load distribution among bolts parallel to load. *Journal of Structural Engineering* 112(4):835-852.

E14 Biegesteife Verbindungen

Originalbeitrag: P. Racher

Zur Erstellung einer Tragkonstruktion aus Holz ist es erforderlich, Holzbauteile untereinander und mit anderen Bauteilen zu verbinden. Bei traditionellen oder zimmermannsmäßigen Holzkonstruktionen (z. B. bei Fachwerken, siehe auch Beitrag E15) werden die Verbindungen überwiegend durch Normalkräfte oder auch Querkkräfte beansprucht. In der Berechnung werden diese Verbindungen als gelenkig angenommen, da die Verbindungsmittel in einem begrenzten Bereich angeordnet sind und die Übertragung von Momenten eingeschränkt ist. In Abhängigkeit vom gewählten statischen System können die Verbindungen neben Normal- und Querkkräften jedoch auch Biegemomente übertragen. Die Anordnung von Verbindungen, die planmäßig Biegemomente übertragen können, erlaubt wirtschaftliche Tragwerksformen. Zum Beispiel können bei Hallentragwerken biegesteife Rahmenecken angeordnet werden. Somit sind u. a. Dreigelenkrahmen ausführbar, die stützenfreie Räume bei größerer nutzbarer Raumhöhe und geringen Fundamentabmessungen ermöglichen. Zur Herstellung von biegesteifen Verbindungen stehen zwei grundsätzliche Konstruktionsmöglichkeiten zur Verfügung. Es können geklebte Verbindungen ausgeführt werden, wie z. B. Universal-Keilzinkenverbindungen (Bild E14-1), bei denen die Bauteile über die gesamte Bauteilhöhe mit Keilzinken versehen und unter Pressdruck verklebt werden. Geklebte Verbindungen können als starr angesehen werden. Eine andere Möglichkeit besteht in der Verwendung mechanischer Verbindungsmittel. Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln weisen immer eine Nachgiebigkeit auf.



Bild E14-1 Beispiele für geklebte Verbindungen, Rahmenecken mit Universalkeilzinkenverbindung mit Zwischenstück. (Foto links: H. Damm, Foto rechts: H. Brüninghoff)

Die Herstellung und Tragfähigkeit von **Universal-Keilzinkenverbindungen** ist in EN 14080 geregelt. Die Norm umfasst neben Anforderungen an Klebstoffe, Keilzinken, Geräte und Herstellung der Keilzinkenverbindung auch Anforderungen an die einzuhaltenden klimatischen Randbedingungen während der Verarbeitung und Aushärtung des Klebstoffes. Der Aufwand steigt zusätzlich, wenn es aufgrund der Größe der Bauteile bzw. der Transportbedingungen erforderlich ist, die Verbindungen auf der Baustelle herzustellen. Hier können insbesondere Zusatzmaßnahmen zur Einhaltung der geforderten klimatischen Randbedingungen wie einer Mindesttemperatur von 20°C größere Kosten verursachen. Geklebte Verbindungen dürfen in Deutschland nur durch Betriebe ausgeführt werden, die über einen Nachweis der Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen verfügen (DIN 1052-10). Die Einhaltung der Anforderungen bedeutet meist einen größeren Aufwand bei der Herstellung geklebter Verbindungen im Vergleich zu mechanischen Verbindungen. Bild E14-2 zeigt Beispiele für biegesteife Verbindungen mit **mechanischen Verbindungsmitteln** und die entsprechende Kräfteverteilung. Die Kräfteverteilung ergibt sich in Abhängigkeit von der Geometrie der Verbindung sowie von der Anordnung der Verbindungsmittel. Die von den Verbindungsmitteln übertragenen Axialkräfte und/oder Scherkräfte resultieren aus der Lage des Rotationszentrums C , so dass die resultierenden inneren Momente mit dem zu übertragenden äußeren Moment im Gleichgewicht stehen. Gleichzeitig muss auch das Kräftegleichgewicht erfüllt werden.

Bild E14-2 (a) zeigt den Anschluss eines Geländerpfostens an den Längsträger einer Fußgängerbrücke. Die einzelnen Verbindungsmittel der Gruppe werden durch die Kraft F und das resultierende Moment M axial beansprucht. Die axiale Tragfähigkeit ist bei Nägeln und Schrauben abhängig von der Herausziehtragfähigkeit der Verbindungsmittel, ihrer Zugtragfähigkeit und ggf. von der Tragfähigkeit bei Beanspruchung auf Kopfdurchziehen. In Bild E14-2 (b) ist eine Konstruktionsmöglichkeit für einen biegesteifen Stützenfuß dargestellt, der neben dem Moment auch von Normal- und Querkräften beansprucht wird. Bei der gezeigten Variante werden die Schnittgrößen durch Normal- und Querkräfte in den Stahlteilen in das Fundament eingeleitet. Die Verbindungsmittel werden auf Abscheren beansprucht. Auf das Holz wirken hierbei Kräfte parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung. Bei dieser Konstruktionsvariante des Anschlusses müssen insbesondere die Querkzugspannungen im Holz begrenzt werden. Eine weitverbreitete Lösung für Rahmeneckverbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln ist schließlich in Bild E14-2 (c) zu sehen. Als Verbindungsmittel werden hier bevorzugt Stabdübel verwendet, die zumeist kreisförmig angeordnet werden (Stabdübelkreis). Bei einer biegesteifen Rahmenecke müssen neben dem Biegemoment ebenfalls Normal- und Querkräfte übertragen werden. In den folgenden Abschnitten wird insbesondere diese Art der biegesteifen Verbindung behandelt.

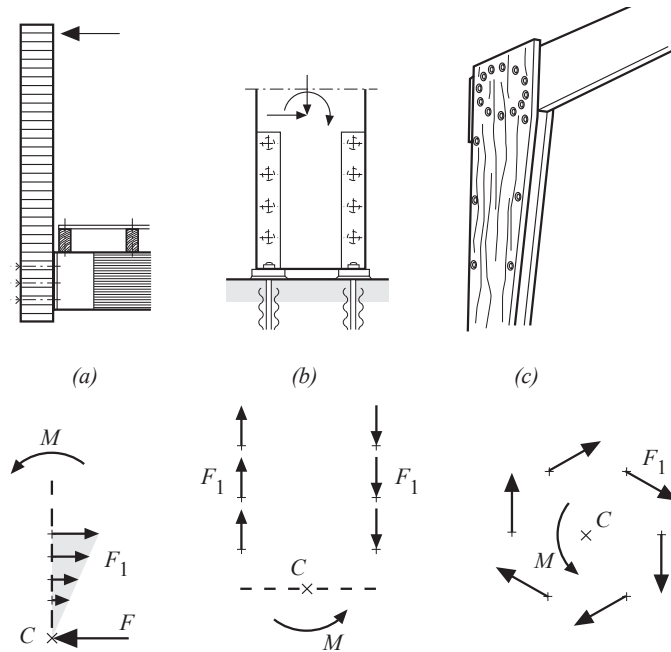


Bild E14-2 Beispiele für biegesteife Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln (oben) und resultierende Verteilung der Kräfte auf die Verbindungsmittel nur aus der Beanspruchung durch das Biegemoment (unten). (STEP 1995 Beitrag C16)

Voraussetzung für die in Bild E14-2 (c) gezeigte Konstruktionsart ist, dass die zu verbindenden Bauteile nicht in einer Ebene liegen. Entweder Stiele oder Riegel werden zweiteilig ausgeführt. Hierbei werden zwischen den beiden tragenden Teilen häufig Füllhölzer angeordnet. Im Holzbau ist bei der Verbindung von Bauteilen, deren Faserrichtungen unter einem Winkel aufeinandertreffen, das unterschiedliche Quell- und Schwindverhalten des Holzes rechtwinklig und parallel zur Faserrichtung zu beachten. Dieses trifft auch hier bei der Verbindung von Stielen und Riegeln zu. Bei wechselnder Holzfeuchte können im Verbindungsbereich größere Querkzugspannungen auftreten, die ein Aufspalten verursachen können. Daher ist die Größe der Querkzugspannungen zu begrenzen. Dies kann z. B. durch eine Beschränkung der Querschnittshöhe der Bauteile oder durch das Aufkleben von Holzwerkstoffplatten und der damit verbundenen Absperwirkung erfolgen. Außerdem ist es möglich, selbstbohrende Holzschrauben mit Vollgewinde als Querkzugbewehrung und zur Ecksicherung einzusetzen.

Bild E14-3 und Bild E14-4 zeigen weitere Möglichkeiten, biegesteife Rahmenecken mit mechanischen Verbindungsmitteln auszubilden. Bei der in Bild E14-3 gezeigten Variante wird das Eckmoment über den Hebelarm a in eine Druckkraft und eine Zugkraft aufgeteilt und in die Stütze eingeleitet. Bei diesem Anschlusskonzept liegen Riegel und Stiel in einer Ebene, so dass die Verwendung einteiliger Holzbauteile möglich ist. Des Weiteren sind

wirtschaftliche Anschlüsse an Stahlprofile ohne Anordnung von Schlitzblechen ausführbar. Auch bei diesem Eckanschluss sind die Auswirkungen klimatisch bedingter Querkzugbeanspruchungen besonders zu berücksichtigen. Hierzu ist es erforderlich, eine Schwindbehinderung des Riegels durch den Anschluss an die Stütze mit konstruktiven Maßnahmen zu verhindern. Beim Beispiel in Bild E14-3 wird beim Zuganschluss die Kraft über zwei Bolzen und außen liegende Bleche so übertragen, dass insbesondere das Schwinden des Riegels infolge Feuchteänderungen nicht behindert wird, siehe Bild E14-3 rechts. Des Weiteren ist die Oberkante des Riegels im Anschlussbereich an die Stahlstütze so weit ausgeklinkt, dass Zwängungen nicht auftreten können. Bei der in Bild E14-4 gezeigten aufgelösten Rahmenecke wird das Moment in Form von Druck- und Zugkräften in die Stütze bzw. die Zugstrebe eingeleitet. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass der Riegel in einem relativ kurzen Bereich zwischen Druckstütze und Zugstrebe durch vergleichsweise hohe Querkkräfte beansprucht wird.

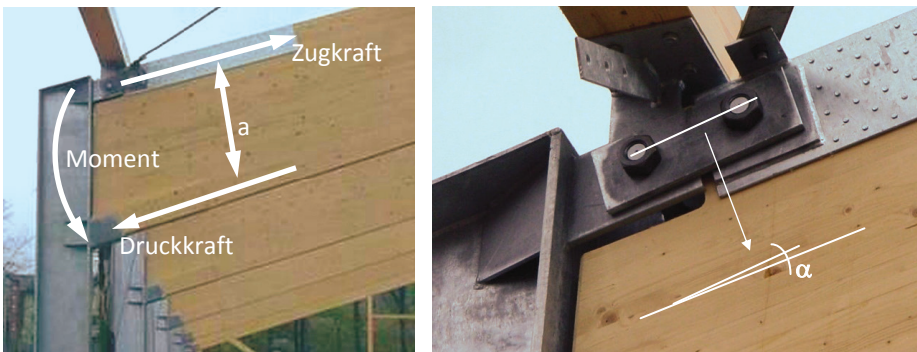


Bild E14-3 Links: Aufteilung des Eckmomentes in Druck- und Zugkräfte in einer Rahmenecke. Rechts: der Winkel α zwischen Faserrichtung des Riegels und Systemlinie des gelenkigen Anschlusses erlaubt eine Drehung des Anschlussbleches bei Änderung der Riegelhöhe (= Schwinden/Quellen).



Bild E14-4 Aufgelöste Rahmenecken bei einem Hallentragwerk. Aufteilung des Eckmomentes in Druck- und Zugkraft. (Foto: Finnforest)

Im Vergleich zu geklebten oder gekrümmten Rahmenecken können bei Eckverbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln die Transportabmessungen deutlich geringer sein, da die Montage auf der Baustelle erfolgen kann. Hierbei sind die Anforderungen an die Montagebedingungen und der Montageaufwand deutlich geringer als bei geklebten Verbindungen. Außerdem können Stiele und Riegel vergleichsweise einfach mit veränderlicher Querschnittshöhe ausgeführt und so dem Schnittgrößenverlauf angepasst werden. Im Vergleich zu gekrümmten Rahmenecken sind größere innere Raumhöhen möglich.

Biegesteife Verbindungen, insbesondere die für die Praxis wichtigen Stabdübelkreise, sind im EC 5 nicht geregelt. Einige Angaben, vor allem zur wirksamen Anzahl der Verbindungsmittel enthält der NA. Der in diesem Beitrag hergeleitete Bemessungsansatz sowie die Bemessung von Verstärkungen gehen auf Heimeshoff (1977) zurück und sind im NA nicht erwähnt.

E14.1 Einfluss biegesteifer Verbindungen auf das Tragverhalten

Bei der Berechnung der Schnittgrößen eines Tragwerks werden Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln oft entweder als gelenkig oder als starr eingespannt angenommen. Bild E14-5 (a) und Bild E14-5 (b) zeigen den Verlauf des Biegemoments für einen Rahmenriegel unter Berücksichtigung der beiden genannten Annahmen im Vergleich.

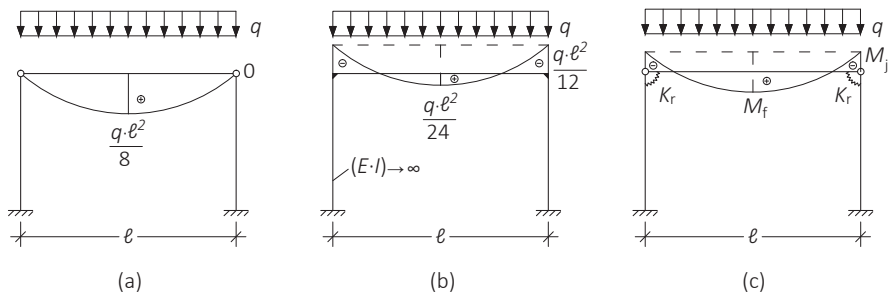


Bild E14-5 Biegemomentenverlauf für einen Rahmenriegel unter Annahme einer vollgelenkig ausgeführten Rahmenecke (a) im Vergleich mit dem Biegemomentenverlauf bei einer biegestarr ausgeführten Rahmenecke mit unendlich steifen Stützen (b) und einer Rahmenecke mit Drehfedersteifigkeit K_r und Eckmoment M_j (c).

In Wirklichkeit weisen Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln eine Steifigkeit K_r auf, Bild E14-5 (c), deren Größe u. a. von der Anordnung, Anzahl und Art der Verbindungsmittel sowie von den Eigenschaften der verbundenen Bauteile abhängt. Die Steifigkeit der Anschlüsse beeinflusst das Verformungsverhalten des Tragwerks und bei statisch unbestimmten Systemen auch die Schnittgrößenverteilung (Leijten, 1988; Komatsu, 1992).

Um den Einfluss der Drehsteifigkeit K_r der Verbindung auf die Schnittgrößenverteilung berücksichtigen zu können, wird ein Koeffizient β_r definiert, der ein Maß für das Verhältnis zwischen der Drehsteifigkeit K_r der Verbindung und der Biegesteifigkeit $(E \cdot I)_{\text{Ri}}$ des angeschlossenen Bauteils ist:

$$K_r = \beta_r \cdot \frac{(E \cdot I)_{\text{Ri}}}{\ell} \Leftrightarrow \beta_r = K_r \cdot \frac{\ell}{(E \cdot I)_{\text{Ri}}} \quad (\text{E14-1})$$

mit

- K_r Drehsteifigkeit der Verbindung
- $(E \cdot I)_{\text{Ri}}$ Biegesteifigkeit des angeschlossenen Bauteils (hier: Riegel)
- ℓ Spannweite des angeschlossenen Bauteils (hier: Riegel)

Die Größe des in Bild E14-5 (c) dargestellten Rahmeneckmoments M_j eines Rahmens mit nachgiebiger Eckverbindung wird einen Wert annehmen, der sich, in Abhängigkeit vom Koeffizienten β_r , zwischen den in Bild E14-5 (a) und (b) dargestellten Grenzfällen bewegt. Dieses Rahmeneckmoment kann unter Vernachlässigung der Längskraft- und Schubverformungen mithilfe von Gleichung (E14-2) ermittelt werden:

$$M_j = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{1}{1,5 + \alpha \cdot \frac{h}{\ell} + \frac{3}{\beta_r}} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{1}{1,5 + \alpha \cdot \frac{h}{\ell} + \frac{3 \cdot (E \cdot I)_{\text{Ri}}}{K_r \cdot \ell}} \quad (\text{E14-2})$$

mit

- h Höhe des Rahmens
- ℓ Spannweite bzw. Länge des Riegels
- α Verhältnis der Biegesteifigkeiten von Riegel und Stielen, siehe auch Bild E14-6 oben
- q konstante Streckenlast auf dem Riegel

Für den Grenzfall „gelenkig“ (gelenkig: $K_r = 0 \rightarrow \beta_r = 0$) nimmt Gleichung (E14-2) den Wert $M_j = 0$ an (Bild E14-5 (a)), für den Grenzfall „starr“ ($K_r \rightarrow \infty \rightarrow \beta_r \rightarrow \infty$) und mit $\alpha = 0$ ($(E \cdot I)_{\text{St}} \rightarrow \infty$) hingegen $M_j = (q \cdot \ell^2)/12$ (Bild E14-5 (b)). Über den Koeffizienten η_M kann nun der Einfluss der Steifigkeit auf das Eckmoment M_j im Verhältnis zum Eckmoment bei einer starren Verbindung ($K_r \rightarrow \infty \rightarrow \beta_r \rightarrow \infty$) angegeben werden:

$$\eta_M = \frac{M_j(\beta_r)}{M_j(\beta_r \rightarrow \infty)} \quad (\text{E14-3})$$

Während in Bild E14-5 die Werte für das Eck- und Feldmoment des Riegels für die untere und obere Grenze von K_r und β_r dargestellt sind, zeigt Bild E14-6 eine Auswertung für den Rahmen unter Berücksichtigung der Steifigkeit K_r der Rahmeneckverbindung. Für verschiedene Geometrie- und Steifigkeitsverhältnisse geben die Diagramme den Einfluss der Drehfedersteifigkeit auf den Verhältniswert η_M an.

Für Werte des Koeffizienten β_r von weniger als 6 kann eine deutliche Abnahme des Eckmomentes festgestellt werden. Eine Verbindung kann als gelenkig angesehen werden, wenn das Verhältnis $\eta_M \leq 0,20$ ist. Dieses entspricht einem Wert des Koeffizienten β_r von 0,5. Eine starre Verbindung kann näherungsweise für $\eta_M \geq 0,85$ angenommen werden, wobei der Koeffizient β_r in diesem Fall Werte von mindestens 8 bis 12 erreichen muss. In allen anderen Fällen ($0,5 < \beta_r \leq 8 - 12$) muss die Nachgiebigkeit der Verbindung bei der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigt werden.

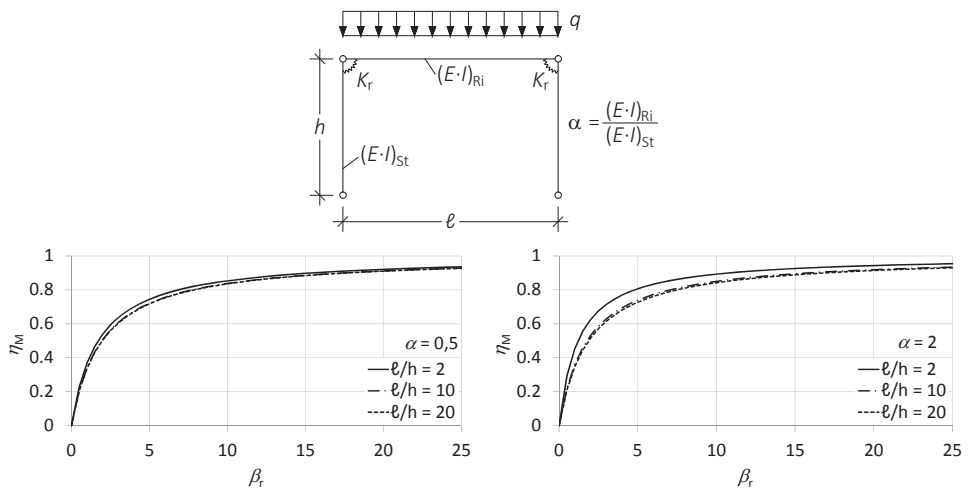


Bild E14-6 Oben: Rahmengeometrie. Unten: Einfluss der Verbindungssteifigkeit β_r auf den Verlauf des Verhältniswertes η_M für unterschiedliche l/h -Verhältnisse, unten links: $\alpha = 0,5$; unten rechts: $\alpha = 2$.

In Bild E14-7 ist auf der Ordinate das Verhältnis zwischen Eckmoment M_j und Feldmoment M_f des Riegels in Abhängigkeit von l/h und β_r angegeben (mit $\alpha = 1,0$). Eine wirtschaftliche Dimensionierung der Bauteile für ein Rahmentragwerk ist dann möglich, wenn die Biegemomente im Feld und in der Ecke etwa gleich groß sind. Der Tragwerksplaner kann bei der Konstruktion der Rahmenecke durch die Wahl der Steifigkeit der Verbindung die Momentenverteilung entsprechend beeinflussen. Des Weiteren wird auch die Verformung des Tragwerks durch die Drehfedersteifigkeit der Rahmeneckverbindung beeinflusst. Mit geringer werdender Steifigkeit der Verbindung nimmt die Durchbiegung in der Riegelmitte zu.

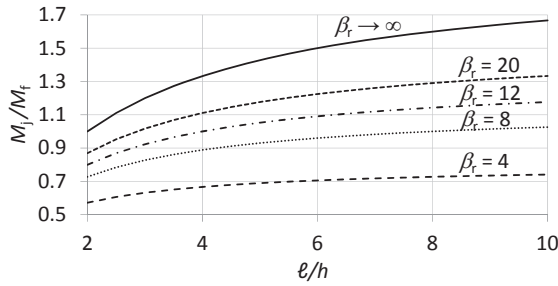


Bild E14-7 Einfluss der Verbindungssteifigkeit auf das Verhältnis zwischen Rahmeneckmoment (M_f) und Feldmoment (M_i) für $\alpha = 1$ und unterschiedliche Werte von β_r .

E14.2 Beanspruchung und Bemessung der Verbindungsmittel in biegesteifen Verbindungen

Zur Entwicklung eines Bemessungsansatzes für biegesteife Verbindungen ist es erforderlich, die Kräfteverteilung in der Verbindung bzw. in den Verbindungsmitteln zu betrachten. Diese ist von der Anordnung der Verbindungsmittel abhängig. Nachfolgend soll das Tragverhalten für die weitverbreitete Ausführung von biegesteifen Anschlüssen mittels kreisförmig angeordneter, stiftförmiger Verbindungsmittel untersucht werden. Die Betrachtung wird für die in Bild E14-8 dargestellte biegesteife Verbindung einer Rahmenecke durchgeführt. Bei der gezeigten Anschlussvariante werden die Verbindungsmittel rechtwinklig zur Stiftachse auf Abscheren beansprucht. Der Winkel α_i zwischen Kraft- und Faserrichtung ist hierbei für die einzelnen Verbindungsmittel unterschiedlich. Das Verhalten des Holzes bei Lochleibungsbeanspruchung ist jedoch abhängig vom Winkel α_i zur Faserrichtung, so dass sich unterschiedliche Verschiebungsmoduln der einzelnen Verbindungsmittel innerhalb der Verbindung ergeben (Ohashi and Sakamoto, 1989). Diese Abhängigkeit der Verschiebungsmoduln vom Winkel α_i zwischen Krafttrichtung und Faserrichtung wird jedoch bei der Bemessung vernachlässigt.

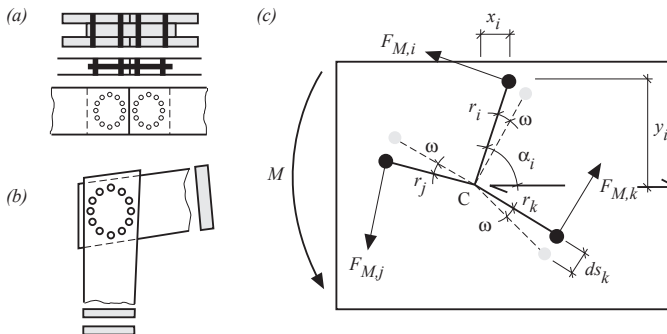


Bild E14-8 Biegesteife Verbindung: (a) Stoß im durchlaufenden Bauteil, (b) Rahmenecke mit Stabdübelkreis, (c) Geometrie und Belastung der Verbindungsmittel. (STEP 1995 Beitrag C16)

Um die Drehfedersteifigkeit K_r ermitteln zu können, werden die im EC 5 angegebenen Mittelwerte für die Anfangsverschiebungsmoduln K_{ser} von Holz-Holz-Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln verwendet, die unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung sind (siehe auch Tabelle E1-1). Für Stahlblech-Holz-Verbindungen sind diese Werte zu verdoppeln. Der Mittelwert des Verschiebungsmoduls $K_{u,mean}$ wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu $2/3 \cdot K_{ser}$ angenommen (Gleichung (E1-8)). Der ermittelte Wert ist durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$ zu dividieren. Zur Ermittlung der Kräfteverteilung werden die Bauteile im Verbindungsbereich näherungsweise als unendlich steif angenommen, da sie im Vergleich zu den Verbindungsmitteln eine wesentlich höhere Steifigkeit aufweisen. Mit der Verschiebung der Verbindungsmittel lässt sich in Abhängigkeit vom Abstand der Verbindungsmittel zum Rotationszentrum die Verdrehung der Verbindung berechnen. Das Rotationszentrum ist in der Regel der Schwerpunkt der Verbindungsmittel. Das Momentengleichgewicht ergibt sich mit dem Rotationszentrum C gemäß Bild E14-8 (c) zu:

$$M = \sum_{j=1}^n F_{M,j} \cdot r_j \quad (E14-4)$$

mit

$F_{M,j}$ Belastung des j-ten Verbindungsmittels

r_j Abstand des j-ten Verbindungsmittels zum Rotationszentrum C

n Anzahl der Verbindungsmittel

Unter Voraussetzung eines linearen Verhaltens der Verbindungsmittel lassen sich folgende Beziehungen ableiten (kleine Winkel: $\tan \omega \approx \omega$), Bild E14-8 (c):

$$ds_k = \frac{F_{M,k}}{K_k} \quad \text{und} \quad \tan \omega \approx \omega = \frac{ds_k}{r_k} = \frac{F_{M,k}}{K_k \cdot r_k} = \frac{F_{M,j}}{K_j \cdot r_j} = \frac{F_{M,i}}{K_i \cdot r_i} \quad (E14-5)$$

mit $K_{k/j/i}$ = Verschiebungsmodul des k-ten, j-ten, i-ten Verbindungsmittels in Kraftrichtung.

Die Belastung $F_{M,i}$ des i-ten Verbindungsmittels durch das Moment kann nun anhand der Gleichungen (E14-4) und (E14-5) berechnet werden:

$$F_{M,i} = \frac{K_i \cdot r_i}{K_r} \cdot M \quad (E14-6)$$

mit K_r als Drehfedersteifigkeit der Verbindung:

$$K_r = \sum_{j=1}^n K_j \cdot r_j^2 \quad (E14-7)$$

Mit der Steifigkeit der Verbindungsmittel kann für die unterschiedlichen Verbindungsmittelanordnungen in Abhängigkeit von der Anschlussgeometrie die Drehfedersteifigkeit der Verbindung berechnet werden. Die Drehsteifigkeiten für die in Bild E14-9 dargestellten Verbindungen mit jeweils gleichen Verbindungsmitteln sind unter Annahme eines linear-elastischen Last-Verformungsverhaltens in Gleichungen (E14-8) und (E14-9) angegeben.

Für die kreisförmige Anordnung der Verbindungsmittel gilt, Bild E14-9 (a):

$$K_r = K \cdot (n_1 \cdot r_1^2 + n_2 \cdot r_2^2) \tag{E14-8}$$

Die Drehfedersteifigkeit für das Anschlussbild nach Bild E14-9 (b) berechnet sich zu:

$$K_r = K \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 + \sum_{i=1}^n y_i^2 \right) \tag{E14-9}$$

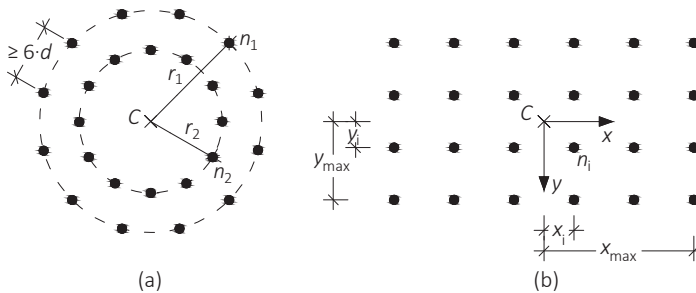


Bild E14-9 Geometrie unterschiedlicher Verbindungsmittelanordnungen bei biegesteifen Verbindungen: (a) zwei Stabdübelkreise, (b) rechteckige Anordnung.

Aus dem zu übertragenden Moment M resultiert eine Beanspruchung F_M des jeweiligen Verbindungsmittels, die rechtwinklig zum Abstand zwischen Rotationszentrum und Verbindungsmittel wirkt. Der Größtwert dieser Beanspruchung beträgt für die kreisförmige Anordnung in Bild E14-9 (a):

$$F_M = \frac{M \cdot r_1}{n_1 \cdot r_1^2 + n_2 \cdot r_2^2} \left(= \frac{K \cdot r}{K_r} \cdot M = \frac{K \cdot r}{K \cdot (n_1 \cdot r_1^2 + n_2 \cdot r_2^2)} \cdot M \right) \tag{E14-10}$$

und für die rechteckige Anordnung Bild E14-9 (b):

$$F_M = \frac{M \cdot \sqrt{x_{\max}^2 + y_{\max}^2}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 + \sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (\text{E14-11})$$

Die Quer- und Normalkraft wird gleichmäßig auf die Verbindungsmittel (VM) verteilt, Bild E14-10, so dass gilt:

$$F_V = \frac{V}{n} \quad \text{und} \quad F_N = \frac{N}{n} \quad (\text{E14-12})$$

mit n = Anzahl der Verbindungsmittel, $n = n_1 + n_2$ für zwei VM-Kreise, siehe Bild E14-9 (a).

Die Gesamtbelastung des jeweiligen Verbindungsmittels kann durch vektorielle Addition von F_M , F_V und F_N berechnet werden, Bild E14-10. Die Gesamtbelastung ist aufgrund der wechselnden Richtungen von F_M für jedes Verbindungsmittel unterschiedlich. Je größer der Abstand zum Rotationszentrum ist, desto höher ist die Belastung aus F_M für das jeweilige Verbindungsmittel. Innerhalb eines Verbindungsmittelkreises liegt die größte Beanspruchung für dasjenige Verbindungsmittel vor, bei welchem die Richtung der Resultierenden aus F_V und F_N mit der Richtung von F_M übereinstimmt, Bild E14-10 (b).

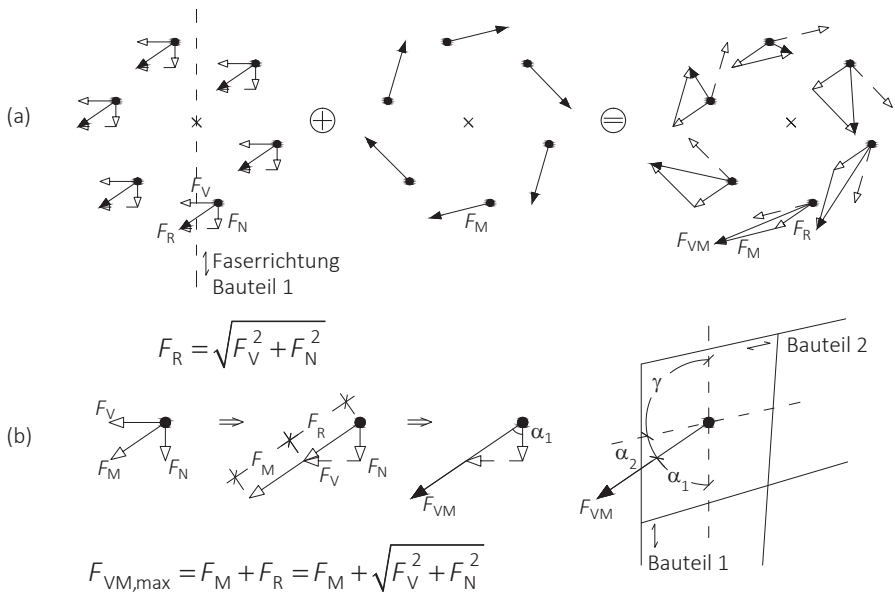


Bild E14-10 Beanspruchungen der Verbindungsmittel in einem Stabdübelkreis, bezogen auf Bauteil 1 = Stiel.
 (a) vektorielle Addition der Kräfte, (b) maximale Kraft auf Verbindungsmittel, wenn F_R und F_M gleichgerichtet sind.

Die Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln ist abhängig von der Lochleibungsfestigkeit der zu verbindenden Bauteile. Der Einfluss des Winkels zwischen Kraft- und Faserrichtung auf die Lochleibungsfestigkeit ist für die maßgebenden Verbindungsmittel Passbolzen, Stabdübel und ggf. Schrauben zu berücksichtigen. Folglich ist die Tragfähigkeit jedes Verbindungsmittels in Abhängigkeit von seiner Position bzw. Beanspruchungsrichtung unterschiedlich. Dies bedeutet, dass theoretisch jedes einzelne Verbindungsmittel der Verbindung nachzuweisen wäre. Vereinfacht kann der Nachweis mit dem theoretischen Größtwert der Beanspruchung geführt werden. Hierzu wird angenommen, dass die Resultierende aus Normal- und Querkraft und die sich aus dem Moment ergebende Belastung F_M vektoriell gleich gerichtet sind (Bild E14-10 (b)). Dieser Wert der Beanspruchung ist bei einer kreisförmigen Anordnung der VM wie folgt:

$$F_{VM,max} = F_M + \sqrt{F_N^2 + F_V^2} \quad (E14-13)$$

Die Winkel zwischen Krafrichtung und Faserrichtung betragen hierbei (Bild E14-10 (b)):

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{F_V}{F_N}\right) \quad \text{und} \quad \alpha_2 = 180^\circ - \gamma - \alpha_1 \quad (E14-14)$$

mit

α_1, α_2 Winkel zwischen der Krafrichtung des theoretischen Größtwertes der Beanspruchung und der Faserrichtung von Bauteil 1 bzw. 2

γ Winkel zwischen den Stabachsen des Riegels und des Pfostens

Bei rechteckiger bzw. trapezförmiger Anordnung der Verbindungsmittel (Bild E14-9 (b)) sollte das äußerste Verbindungsmittel ebenfalls für den theoretischen Größtwert von F_{VM} nachgewiesen werden:

$$F_{VM} = \sqrt{\left(F_N + \frac{x_{max}}{\sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}} \cdot F_M\right)^2 + \left(F_V + \frac{y_{max}}{\sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}} \cdot F_M\right)^2} \quad (E14-15)$$

Der zugehörige Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung ergibt sich aus:

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{y_{max} \cdot F_M + \sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2} \cdot F_V}{x_{max} \cdot F_M + \sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2} \cdot F_N}\right) \quad (E14-16)$$

E14.3 Beanspruchung des Holzes im Verbindungsbereich

Neben der Beanspruchung der Verbindungsmittel ist auch die Beanspruchung des Holzes im Verbindungsbereich zu berücksichtigen. Bild E14-11 zeigt zwei unterschiedliche Verbindungsmittelanordnungen zur Herstellung von Rahmenecken. Bei der mit (b) bezeichneten eckigen Anordnung der Verbindungsmittel ergibt sich eine deutlich ungünstigere Kombination aus Schub- und Querspannungen im Vergleich zur kreisförmigen Anordnung (a), da sich höhere Querspannungen über eine größere Bauteillänge ergeben und die ungünstige Interaktion zwischen Querszug- und Schubspannungen über die gesamte betrachtete Bauteillänge auftritt. Bei Anordnung der Verbindungsmittel entlang der Bauteilränder ergeben sich insbesondere in der Nähe des Hirnholzes höhere Querspannungen (Boult, 1988). Ein hieraus resultierendes Versagen durch Aufspalten kann durch Verstärkungsmaßnahmen (z. B. aufgeklebte Holzwerkstoffplatten) oder durch Anordnung von ausziehfesten Verbindungsmitteln wie Vollgewindeschrauben als Ecksicherung verhindert werden (siehe Abschnitt E14.4). Bei nicht verstärkten Rahmenecken sollte bei Anordnung von zwei Dübelkreisen die rechnerische Tragfähigkeit der Verbindung um 15% reduziert werden (Heimeshoff, 1977; Kolb, 1970). Es wird außerdem empfohlen, durch die Wahl schlanker Verbindungsmittel die Spaltgefahr zu reduzieren.

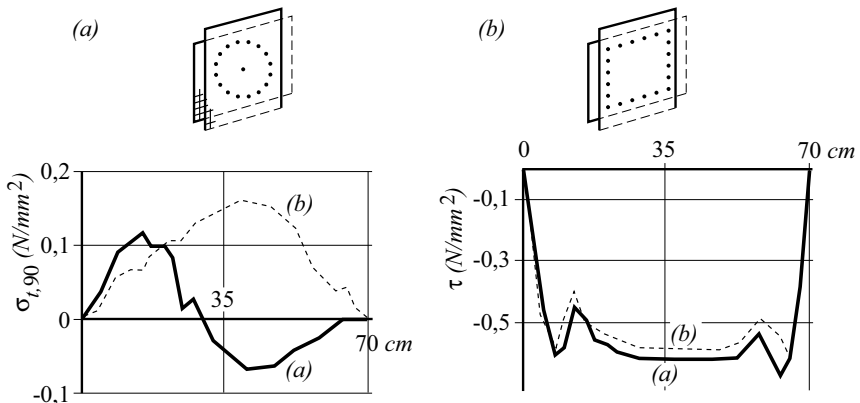


Bild E14-11 Spannungen in biegesteifen Verbindungen. Oben: Verbindungsmittelanordnungen (a) und (b). Unten links: Querspannungen 100 mm vom Bauteilende. Unten rechts: Schubspannungen im Schnitt durch den Schwerpunkt der Verbindung. (nach Racher und Gallimard, 1991. STEP 1995 Beitrag C16)

Zum Nachweis der **Schubtragfähigkeit der Bauteile** im Verbindungsbereich muss die Schubbeanspruchung hergeleitet werden. Dieses wird am Beispiel einer Verbindung mit zwei Dübelkreisen gezeigt. Hierzu werden die Komponenten der durch die Verbindungsmittel übertragenen Kräfte in x -Richtung oberhalb eines Schnitts durch den Schwerpunkt aufaddiert, Bild E14-12 (a). Die diskreten Kräfte in den Verbindungsmitteln werden hierzu in eine Linienlast f überführt. Hierbei gilt für den äußeren Dübelkreis (mit $2 \cdot \pi \cdot r_1 =$ Kreisumfang und $n_1 \cdot F_{M,1} =$ Summe der durch das Moment verursachten Abscherkräfte auf die Verbindungsmittel):

$$f_1 = \frac{n_1 \cdot F_{M,1}}{2 \cdot \pi \cdot r_1} \tag{E14-17}$$

und für den inneren Dübelkreis:

$$f_2 = \frac{n_2 \cdot F_{M,2}}{2 \cdot \pi \cdot r_2} \tag{E14-18}$$

Wie in Bild E14-12 (b) dargestellt, kann aus der Linienlast am Kreisabschnitt der Größe $d\varphi$ der tangentielle Kraftanteil $f \cdot r \cdot d\varphi$ und der Querkraftanteil $f \cdot r \cdot d\varphi \cdot \sin\varphi$ (x -Richtung in Bild E14-12) ermittelt werden. Für beide Dübelkreise wird die Summe aller Querkraftanteile über den Halbkreis oberhalb des maßgebenden Schnitts berechnet. Somit ergibt sich für den gesamten Querkraftanteil aus dem Eckmoment:

$$V_M = \sum f_1 \cdot r_1 \cdot \sin\varphi \cdot d\varphi + \sum f_2 \cdot r_2 \cdot \sin\varphi \cdot d\varphi \tag{E14-19}$$

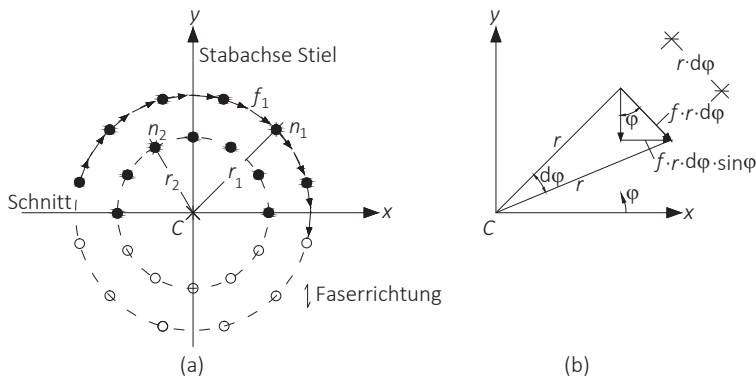


Bild E14-12 Herleitung der Querkraftbeanspruchung in einem Dübelkreis: (a) maßgebender Schnitt, (b) Kreisabschnitt mit Kräfteaufteilung.

Mit den Gleichungen (E14-17) und (E14-18) folgt:

$$V_M = \int_0^\pi \frac{\pi n_1 \cdot F_{M,1}}{2 \cdot \pi} \cdot \sin \varphi \cdot d\varphi + \int_0^\pi \frac{\pi n_2 \cdot F_{M,2}}{2 \cdot \pi} \cdot \sin \varphi \cdot d\varphi = \frac{1}{\pi} \cdot (n_1 \cdot F_{M,1} + n_2 \cdot F_{M,2}) \quad (\text{E14-20})$$

Neben dem Anteil aus dem Biegemoment nach Gleichung (E14-20) ist der Anteil aus der Querkraft zu berücksichtigen, um die maßgebende Gesamtquerkraft des Bauteils zu erhalten:

$$V_{\text{tot}} = V_M - \frac{V}{2} \quad (\text{E14-21})$$

Für die kreisförmige Verbindungsmittelanordnung ergibt sich aus Gleichung (E14-21) mit dem Querkraftanteil aus dem Biegemoment V_M gemäß Gleichung (E14-20) und Einsetzen der durch das Moment bewirkten Beanspruchung F_M nach Gleichung (E14-10) der Bemessungswert der Querkraft:

$$V_{\text{tot}} = \frac{M}{\pi} \cdot \frac{n_1 \cdot r_1 + n_2 \cdot r_2}{n_1 \cdot r_1^2 + n_2 \cdot r_2^2} - \frac{V}{2} \quad (\text{E14-22})$$

Für Anschlussbilder mit rechteckiger beziehungsweise trapezförmiger Anordnung der Verbindungsmittel ist die maßgebende Querkraftbeanspruchung entsprechend herzuleiten. Verschiedene Verbindungsmittelanordnungen wurden von Kessel und Willemsen (1991) systematisch ausgewertet.

Für die in Bild E14-11 (b) gezeigte rechteckige Anordnung kann die maßgebende Querkraft im Verbindungsbereich wie folgt berechnet werden:

$$V_{\text{tot}} = V_M - \frac{V}{2} = \frac{M}{2} \cdot \frac{1}{\sum x_1^2 + \sum y_1^2} \cdot \sum_{i=1}^n |y_i| - \frac{V}{2} \quad (\text{E14-23})$$

E14.4 Bemessung und Anordnung von Verstärkungsmaßnahmen zur Ecksicherung

Die Richtung der Beanspruchung der Verbindungsmittel ändert sich mit ihrer Lage, so dass die Tragfähigkeit nicht von der Anzahl hintereinander angeordneter Verbindungsmittel abhängig ist. Für Dübelkreise sind die Mindestabstände der Verbindungsmittel untereinander und zu den Rändern nicht explizit durch die Bemessungsnormen geregelt. Empfehlungen hierfür sind in Tabelle E14-1 zusammengestellt. Die zugehörige Definition dieser Mindestabstände wird in Bild E14-13 gezeigt.

Falls bei Rahmeneckverbindungen mit mehreren Dübelkreisen keine Querkzugverstärkungen angeordnet werden, ist die Tragfähigkeit der Verbindung um 15 % auf eine wirksame Verbindungsmittelanzahl n_{ef} abzumindern, so dass gilt:

$$n_{ef} = 0,85 \cdot n \quad (E14-24)$$

Bei Rahmeneckverbindungen mit lediglich einem Dübelkreis oder bei Anordnung von Querkzugverstärkungen, die ein Aufspalten der Bauteile verhindern, darf $n_{ef} = n$ angenommen werden.

Tabelle E14-1 Empfehlungen für die Abstände von Verbindungsmitteln untereinander und zu den Rändern für Dübelkreise.

Mindestabstände		Passbolzen, Stabdübel	Einlassdübel	Einpressdübel
zum beanspruchten Ende	$a_{1,t}$	$7 \cdot d$	$2 \cdot d_c$	$1,5 \cdot d_c$
zum Rand	$a_{2,t(c)}$	$4 \cdot d$	d_c	d_c
untereinander, innerhalb eines Kreises	a_1	$6 \cdot d$	$2 \cdot d_c$	$1,5 \cdot d_c$
zwischen den Kreisen bzw. Rechtecken	a_2	$5 \cdot d$	$1,5 \cdot d_c$	$1,5 \cdot d_c$

d, d_c = Nenndurchmesser der Verbindungsmittel in mm

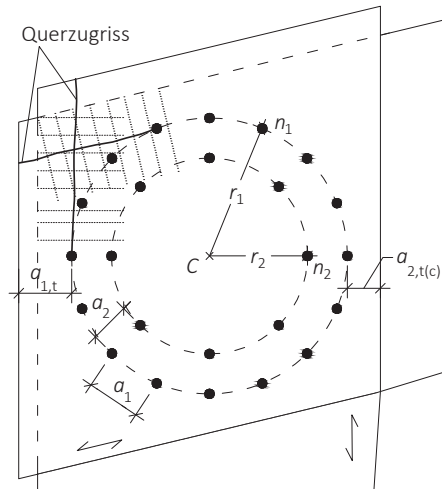


Bild E14-13 Definition der Verbindungsmittelabstände und Anordnung der Ecksicherung. (Heimeshoff, 1977)

Die Verstärkungselemente für Stiele und Riegel zur Aufnahme der Querkzugkräfte sind jeweils für eine Kraft $F_{ax,d}$ zu bemessen, die der Abscherbeanspruchung der Verbindungsmittel $F_{M,d}$ des äußeren Dübelkreises in einem 30° -Sektor entspricht (Heimeshoff, 1977):

$$F_{ax,d} = \frac{30}{360} \cdot n_1 \cdot F_{M,d} = \frac{1}{12} \cdot n_1 \cdot F_{M,d} \quad (\text{E14-25})$$

Die Querkzugverstärkungen sind im äußeren Viertel der Rahmenecke im Stiel und im Riegel anzuordnen, Bild E14-13. Die Länge der Verstärkungselemente ist so zu wählen, dass ein möglicher Riss tangential zum Dübelkreis und parallel zum Außenrand des Stiels bzw. des Riegels verhindert wird. Bei den üblichen Ausführungen von Rahmenecken ergeben sich damit Längen der Verstärkungselemente, die das 10-fache bis 12-fache des Durchmessers der Verbindungsmittel (Stabdübel, Passbolzen) der biegesteifen Verbindung betragen.

E14.5 Literatur

P. Racher, Originalbeitrag C16, STEP 1995.

Boult B.F. (1988). Multi-nailed moment resisting joints. International Timber Engineering Conference, Vol. 2:329-338, Seattle.

Heimeshoff B. (1977). Berechnung von Rahmenecken mit Dübelanschluss (Dübelkreis). Arbeitsgemeinschaft Holz, Holzbau-Statik-Aktuell, Folge 2, Düsseldorf.

Kessel H. und Willemsen T. (1991). Zur Berechnung biegesteifer Anschlüsse. Bauen mit Holz 93:342-352.

Kolb H. (1970). Festigkeitsverhalten von Rahmenecken. Bauen mit Holz 72:387.

Komatsu K. und Kawamoto N. (1992). Analysis of glulam semi-rigid portal frames under long-term load. Paper 25-8-1, CIB-W18 Meeting 25, Åhus.

Leijten A.J.M. (1988). Steel reinforced joints with dowels and bolts. International Timber Conference, Vol. 2:474-488, Seattle.

Ohashi Y. und Sakamoto I. (1989). Study on laminated timber moment resisting joint. 2nd Pacific Timber Engineering Conference, Vol. 2:37-42, Auckland.

Racher P. und Gallimard P. (1992). Les assemblages de structures bois: a) comportement mécanique des principaux types assemblages; b) analyse du fonctionnement d'une couronne boulonnée. Annals ITBTP, No. 504, S. 29-40.

E15 Mehrschnittige Verbindungen

Originalbeiträge: H. Hartl, A.J.M. Leijten, B.O. Hilson

Fachwerkträger werden in unterschiedlichen Formen hauptsächlich bei Dachkonstruktionen und Brücken eingesetzt. Die Vorteile eines Fachwerkträgers sind die geringe Eigenlast und die damit verbundene Materialersparnis, während die große Konstruktionshöhe in Trägermitte im Vergleich zu Vollwandträgern ein Nachteil sein kann. Die Form eines Fachwerkträgers in Binderebene und die Verbindungen (Knoten) zwischen den Gurten und Füllstäben sowie etwaige Stöße in den Gurten sind die entscheidenden Konstruktionsmerkmale. Da in den Knoten und Stößen lokal große Kräfte und ggf. Momente miteinander im Gleichgewicht stehen, sind besonders leistungsfähige Verbindungen erforderlich. Neben Knotenverbindungen mit Gelenkbolzen und Nagelblechen, Verbindungen mit Stahllaschen und Dübeln besonderer Bauart, klassischen Verbindungen mit zweiseitig beanspruchten Stiften und Versätzen oder geklebten Knotenverbindungen liegt hier der Hauptanwendungsbereich von Verbindungen mit mehrschnittig beanspruchten Stiften. Ihre kompakten Anschlussflächen, bedingt durch die Verteilung der von den Stiften aufzunehmenden Kräfte auf etliche Scherfugen, werden den konstruktiven Anforderungen an Knoten in Fachwerkträgern bestmöglich gerecht. Stahlblech-Holz-Verbindungen mit verdeckten mehrschnittig beanspruchten Stabdübeln und individuell angepassten Knotenblechen erfüllen dabei auch hohe Ansprüche an Ästhetik und Feuerwiderstandsdauer.

E15.1 Mehrschnittige Verbindungen - Konstruktionsweisen

Neben den Grundfällen für ein- und zweiseitig beanspruchte Stifte gibt es bei Fachwerkträgern Verbindungen von Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen, die aus mehr als drei Einzelbauteilen (Grundfall zweiseitig beanspruchter Stifte) bestehen. Solche Verbindungen liegen bei mehrteiligen Fachwerkstäben vor. Die Ober- und Untergurte sind in der Regel aus zwei- oder bereichsweise aus dreiteiligen Querschnitten hergestellt. Die Fachwerkfüllstäbe werden zwischen die Gurtstäbe geführt und/oder außerhalb der Gurtstäbe angeordnet. Die begrenzte Länge des Schnittholzes und die Notwendigkeit von Montagestößen bedingen ggf. bei zweiseitigen Zuggurten Stöße mit innen und außen liegenden Hölzern. Auf diese Weise entstehen Verbindungen, bei denen fünf und mehr unterschiedliche Bauteile nebeneinander angeordnet sind und durchgehende Stifte dementsprechend vier und mehr Scherfugen aufweisen. Typisch für diese Fachwerkträger sind die in der Vergangenheit häufig, heute jedoch nicht mehr eingesetzten Nagelbrettbinder. Desweiteren gibt es bei Fachwerkträgern auch Stahlblech-Holz-Verbindungen, bei denen zwei oder mehr Knotenbleche in entsprechend passend gesägte Schlitz eingelegt (oder zusätzlich außen aufgebracht) sind, Beispiele siehe Bild E15-1.

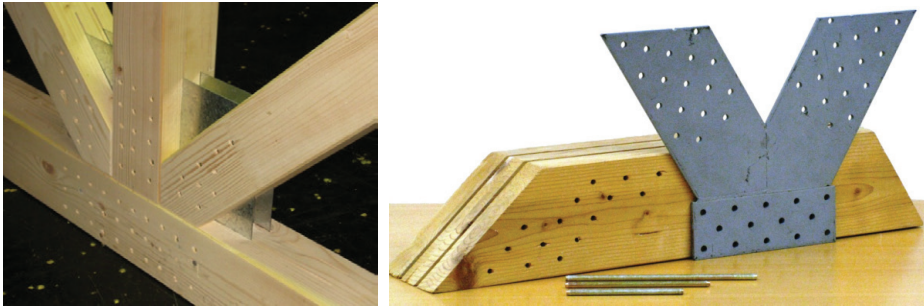


Bild E15-1 Links: System GREIM: Knoten zwischen drei Füllstäben und Untergurt, jeweils aus Brettschichtholz, Nagelverbindung mit zwei verzinkten Kontenblechen. Rechts: BSB-Verbindung: Brettschichtholz, geschlitzt und vorgebohrt, verzinkte vorgebohrte 5 mm dicke Knotenbleche und 6.3 mm dicke Stabdübel in bedarfsgerechten Längen.

E15.2 Berechnungsgrundlagen

Um die Gesamttragfähigkeit mehrschnittig beanspruchter Stifte rechnerisch zu ermitteln, müssen für die Anwendung der in Beitrag E2 besprochenen Johansen- Grundfälle Zusatzüberlegungen angestellt werden. Für die Berechnung der Gesamttragfähigkeit ist zunächst die plausible Kombination möglicher einzelner Versagensarten (Lochleibungsver-sagen im Holz/Holzwerkstoff, Fließgelenke im Stift) über die gesamte Länge des Stifts zu betrachten. Bild E15-2 gibt einen Überblick über die möglichen Versagensmechanismen eines vierschnittig beanspruchten Stiftes für die Fälle Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindung. Die dargestellten Versagensarten sind praktisch denkbar, aber nicht alle hinsichtlich konstruktiver Aspekte sinnvoll. Bei der Verwendung von dünnen Stahlblechen kann zusätzlich ein in Bild E15-2 nicht gezeigter Versagensmechanismus auftreten, da das dünne Blech keine Einspannwirkung aufbringen kann und der Stift sich bei entsprechend geringer Seitenholzdicke somit wie in Bild E15-3 gezeigt verformen kann.

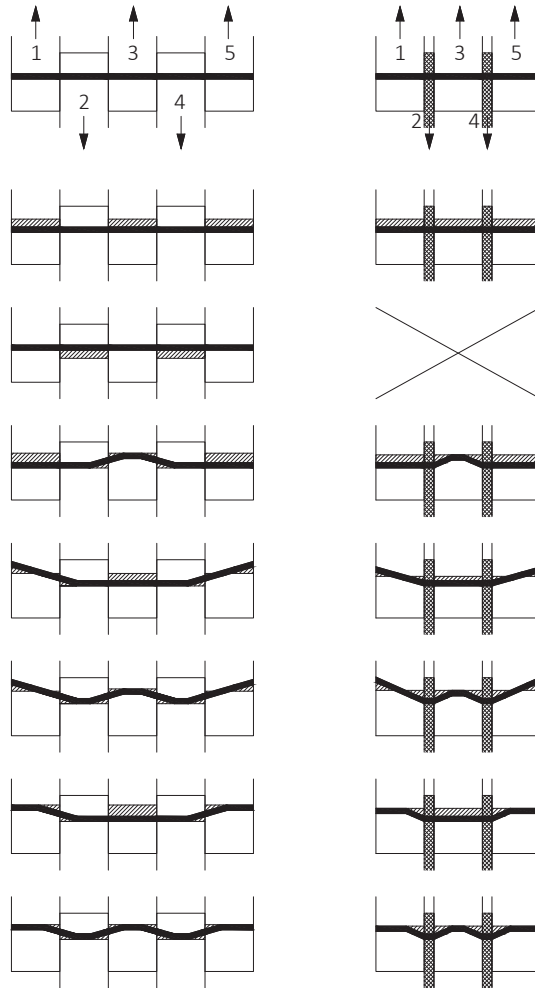


Bild E15-2 Versagensarten eines vierschnittig beanspruchten Stifts in einer Holz-Holz-Verbindung (links) und in einer Stahlblech-Holz-Verbindung (rechts).

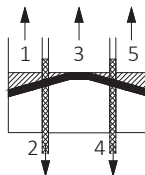


Bild E15-3 Mögliche Verformungsfigur eines vierschnittig beanspruchten Stiftes einer Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnen Stahlblechen und geringer Seitenholzdicke. (Siehe Fall k in Bild E15-4)

In der qualitativen Darstellung in Bild E15-2 sind zur Vereinfachung der Verhältnisse die Bauteildicken nicht variiert. In Wirklichkeit werden aber die dargestellten Mechanismen von der individuellen Bauteildicke und der entsprechenden Lochleibungsfestigkeit entscheidend mit geprägt. Die schraffierten Flächen kennzeichnen Hohlräume, die nach der Verschiebung oder Verdrehung eines Stifts, jeweils relativ zum Bauteil, bzw. nach der Verdrängung der tragenden Holzsubstanz durch einen Stift entstehen. Es wird vorausgesetzt, dass die Teilquerschnitte 1, 3 und 5 in die eine und die Teilquerschnitte 2 und 4 in die entgegengesetzte Richtung beansprucht werden. In der Darstellung sind unten die Versagensmechanismen mit zwei Fließgelenken je Scherfuge dargestellt. Dieser Mechanismus begünstigt ein ausgeprägt duktilen Verhalten der Verbindung, beugt einem globalen Spalten bei Voll- und Brettschichtholz vor und ist daher generell zu bevorzugen.

Die **Gesamtragfähigkeit eines mehrschnittig beanspruchten Stiftes wird schließlich als Summe der Mindesttragfähigkeiten aller Scherfugen** bestimmt. Wie bei der Bemessung der Grundfälle darf dabei für die Ermittlung der Tragfähigkeit je Scherfuge und Verbindungsmittel für die Stifte unter Biegebeanspruchung und für das Holz und die Holzwerkstoffe unter Lochleibungsbeanspruchung idealplastisches Verhalten angenommen werden. Die Tragfähigkeit je Scherfuge und Verbindungsmittel wird unter der Annahme berechnet, dass jede Scherfuge Teil eines zweiseitig beanspruchten Stiftes ist. Die relevanten und aus Beitrag E2 bereits bekannten Grundfälle nach Johansen sind in Bild E15-4 gezeigt. Für Scherfugen, die Randelemente anschließen (Teilquerschnitte 1 bzw. 5), sind grundsätzlich alle Versagensarten möglich. Die Verformungsfigur eines Stiftes, bei der das Stifende geneigt ist (Bild E15-4: Versagensart j bei Holz-Holz-Verbindungen und g und k bei Stahlblech-Holz-Verbindungen, k nur dünnes Stahlblech, siehe auch Bild E15-3), ist allerdings nur bei tatsächlichen Randelementen mechanisch möglich. Diese Verformungsfigur mit geneigten Stifenden ist in mittleren Bauteilen (Teilquerschnitte 2, 3 bzw. 4), die nur in der theoretischen Betrachtung am Rande liegen, unmöglich, weil der verformte Stift alle Einzelbauteile kontinuierlich durchdringen muss. Bei der Bemessung der Verbindungen ist außerdem zu berücksichtigen, dass die Gesamtragfähigkeit durch ein Scherversagen entlang der äußeren Verbindungsmittelreihen oder durch Zugversagen des Holzes begrenzt werden kann (sogenanntes Blockscherversagen, Beitrag E13). Die schrittweise Vorgehensweise bei der Ermittlung der Gesamtragfähigkeit ist qualitativ in Bild E15-5 gezeigt.

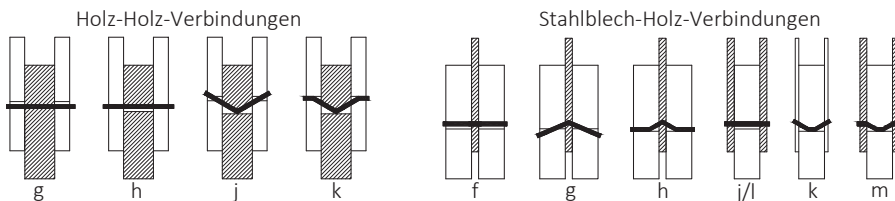


Bild E15-4 Grundfälle nach Johansen: Versagensarten von Verbindungen mit zweiseitig beanspruchten Stiften.

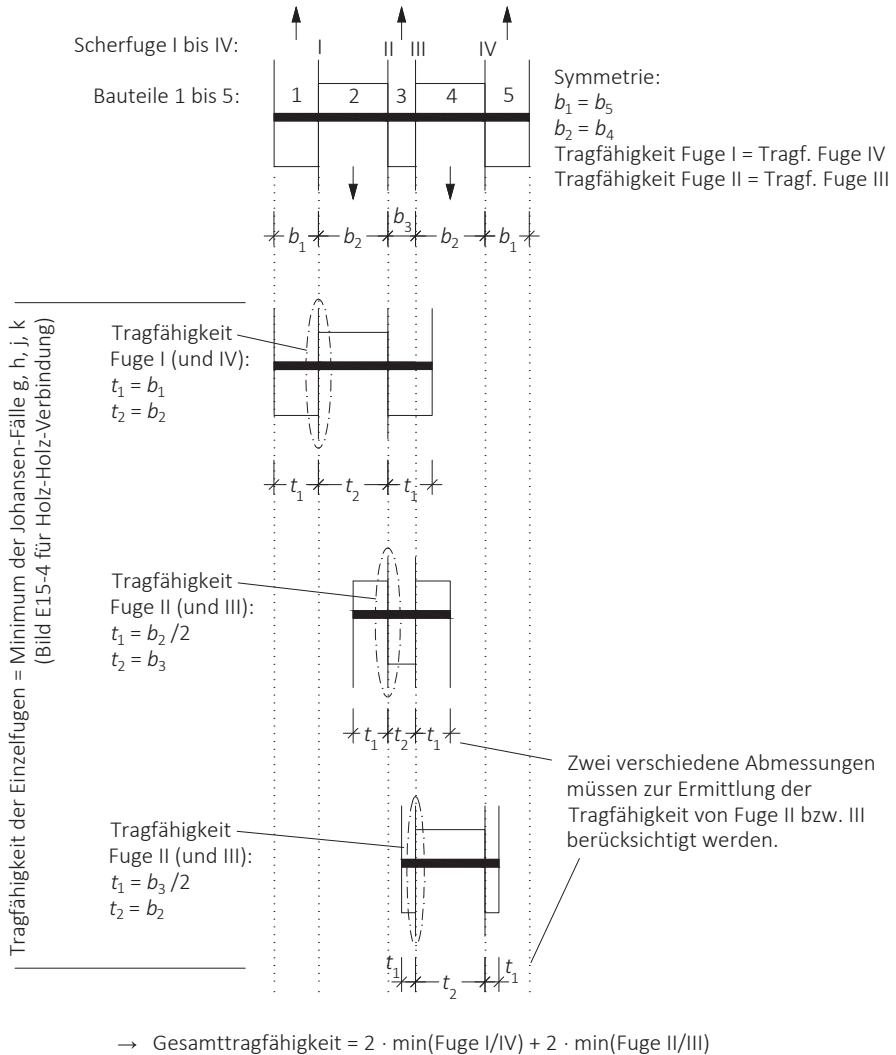


Bild E15-5 Schrittweise Ermittlung der Gesamttragfähigkeit einer symmetrischen, vierschnittigen Holz-Holz-Verbindung. Die jeweils relevanten Grundfälle nach Johansen sind mit ihren entsprechenden Dicken gezeigt.

E15.3 Literatur

H. Hartl, A.J.M. Leijten, B.O. Hilson, Originalbeiträge D1, 7 (Band 3), STEP 1995.

F

Gebrauchstauglichkeit

F1 Durchbiegungen

Originalbeitrag: S. Thelandersson

Tragwerke sollten immer zwei grundsätzliche Anforderungen erfüllen. Die erste Anforderung ist die Tragsicherheit, die in der Regel durch die Tragfähigkeit quantifiziert wird und die zweite ist die Gebrauchstauglichkeit, mit der die Tauglichkeit der Konstruktion und ihrer Einzelteile zu einem zufriedenstellenden Verhalten unter normalen Gebrauchsbedingungen gemeint ist. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit betrifft auch das Wohlbefinden der Nutzer, z. B. durch Einschränkung von unangenehmen Schwingungen von Decken, und das Erscheinungsbild des Bauwerks, z. B. Beeinträchtigungen durch zu große Verformungen. Im Allgemeinen gefährdet eine unzureichende Tragsicherheit menschliches Leben und birgt die Gefahr beträchtlicher Schadenskosten in sich, während das Überschreiten von Grenzwerten der Gebrauchstauglichkeit kaum Folgen für die Sicherheit von Personen hat und auch nur geringere wirtschaftliche Risiken beinhaltet. Dem steht gegenüber, dass der weit überwiegende Teil konstruktiver Schadensfälle, die in der Praxis auftreten, auf eine mangelnde Gebrauchstauglichkeit zurückzuführen ist. Diese Tatsache unterstreicht die Bedeutung der Gebrauchstauglichkeit bei der Bemessung von Tragwerken. Bei horizontalen Holzkonstruktionen wie Decken oder Dächern sind Gebrauchstauglichkeitsanforderungen wie Begrenzung der Durchbiegungen oder Schwingungen sehr oft maßgebend für die Querschnittsabmessungen.

F1.1 Verformungen im Verlauf der Lebensdauer eines Bauwerks

Der Anteil veränderlicher Lasten (z. B. Verkehrslasten auf Decken oder Schneelasten) in Holzkonstruktionen ist meist größer als der Anteil der ständigen Lasten. Dies bedeutet, dass sich mit den Lasten auch die Durchbiegungen im Laufe der Zeit erheblich ändern. Diese Tatsache ist beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis angemessen zu berücksichtigen. Bild F1-1 zeigt schematisch die Durchbiegung eines durch ständige Last und Schneelast belasteten Biegeträgers in Abhängigkeit von der Zeit (Mårtensson, 1992; Mårtensson und Thelandersson, 1992). Die Gesamtdurchbiegung ist die Summe aus der Durchbiegung δ_1 aus ständiger Last unmittelbar nach der Lastaufbringung und der Durchbiegung δ_2 , die sich mit der Zeit ändert. δ_2 kann für praktische Anwendungen als unumkehrbar betrachtet werden (Mårtensson, 1992). Lastspitzen kurzer Dauer wie in Bild F1-1 dargestellt treten entweder als Schneelasten oder als Nutzlasten in den meist vorkommenden Gebäudearten auf.

Im Hinblick auf das in Bild F1-1 dargestellte zeitabhängige Verhalten können folgende Durchbiegungsanteile unterschieden werden (siehe Bild F1-2):

- δ_0 ist die Überhöhung im unbelasteten Zustand (Zustand 0),
- δ_1 ist die Durchbiegung infolge ständiger Last unmittelbar nach dem Aufbringen der Last (Zustand 1),
- δ_2 ist die Durchbiegung infolge veränderlicher Last $\delta_{2,inst}$ zuzüglich etwaiger zeitabhängiger Anteile aus ständiger Last δ_{creep} (Zustand 2) und
- δ_{net} ist die Durchbiegung des Trägers bezogen auf eine die Auflager verbindende Gerade (= $u_{net,fin}$).

In der Regel stehen die Anteile δ_0 und δ_1 fest, sobald das Bauwerk fertiggestellt ist. Diese Anteile können sich höchstens noch verändern, wenn sich die ständige Last ändert. δ_2 und δ_{net} sind jedoch mit der Zeit veränderlich.

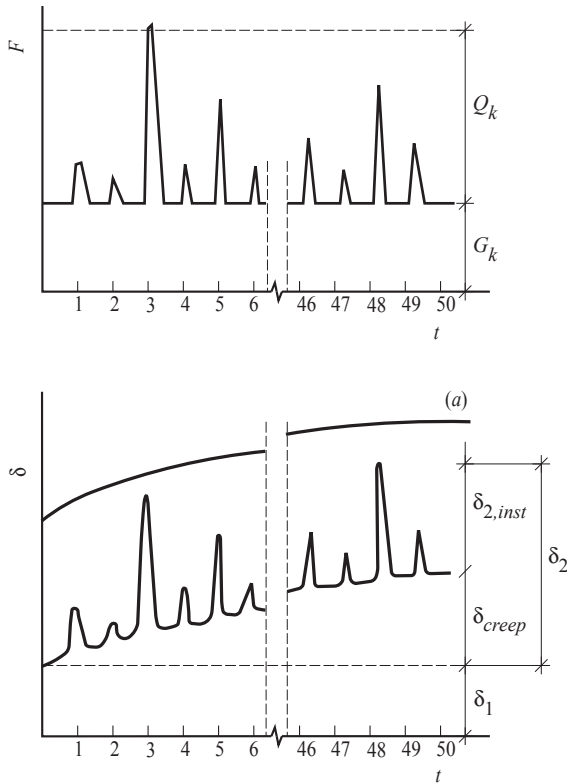


Bild F1-1 Schematische Darstellung der zeitabhängigen Durchbiegung eines Biegeträgers unter ständiger (G) und veränderlicher (Q) Belastung. Die Kurve (a) zeigt die sich einstellende Durchbiegung δ , wenn der Biegeträger ständig durch die charakteristischen Werte der Lasten $G_k + Q_k$ belastet wird. F ist die Last und t die Zeit in Jahren. (STEP 1995 Beitrag A17)

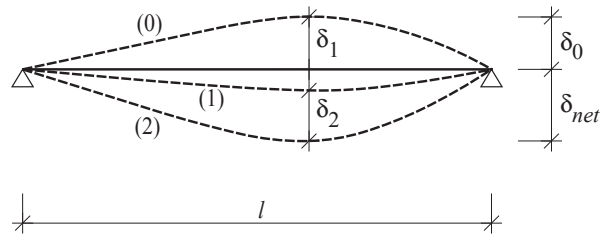


Bild F1-2 Durchbiegungsanteile am Beispiel des Einfeldträgers. (STEP 1995 Beitrag A17)

F1.2 Lastkombinationen beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die für alle Eurocodes gültigen Bemessungsgrundlagen geben verschiedene Lastkombinationen für den Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit an. Für Holzkonstruktionen sind insbesondere die charakteristische Kombination und die quasi-ständige Kombination von Bedeutung. Die charakteristische Kombination ist vor allem dann anzuwenden, wenn das Überschreiten des Grenzzustandes einen bleibenden Schaden oder bleibende übermäßige Verformungen verursacht. Diese Kombination wird für die Ermittlung der Anfangsverformung verwendet. Die symbolische Darstellung dieser Kombination lautet (siehe auch Gleichung (C2-5)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{F1-1})$$

Die quasi-ständige Kombination ist für Langzeitauswirkungen anzuwenden und wird für die Ermittlung des Kriechanteils δ_{creep} verwendet. Die symbolische Darstellung der quasi-ständigen Kombination lautet (siehe auch Gleichung (C2-6)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{F1-2})$$

In den Ausdrücken (F1-1) und (F1-2) bedeuten $G_{k,j}$ und $Q_{k,i}$ die charakteristischen Werte der ständigen bzw. veränderlichen Einwirkungen i . Die Werte $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ und $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ stehen für den Kombinationswert bzw. den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen $Q_{k,i}$ (siehe auch Beitrag C2).

F1.3 Beschränkung von Verformungen

Die gebräuchlichsten Gründe für die Beschränkung von Verformungen in Tragwerken sind:

- allgemeine Benutzbarkeit und Erscheinungsbild (z. B. Beschränkung störender sichtbarer Durchbiegungen oder Vermeidung von unebenen Fußböden),
- konstruktive Anforderungen (z. B. Vermeiden von Schäden an nichttragenden Bauteilen wie Trennwänden, Türen und Fassadenbekleidungen und Gewährleisten einer problemlosen Montage, der Wasser- und Luftdichtigkeit oder des Wasserablaufs von Dächern),
- Anforderungen in Bezug auf die Gebäudeausrüstung (z. B. das Gewährleisten des einwandfreien Funktionierens von Maschinen, Kabeln, Abluftkanälen und ihrer Auflagerungen).

Moderne Bemessungsnormen wie EC 5 geben lediglich allgemeine Funktionsanforderungen, z. B. dass Tragwerke so bemessen und konstruiert sein müssen, dass die oben genannten Gesichtspunkte der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden. **Zahlenwerte für die Grenzwerte der Durchbiegung oder der Schrägstellung müssen im konkreten Fall vom Tragwerksplaner in Absprache mit dem Bauherrn festgelegt werden, EC 5 gibt nur Empfehlungen.**

F1.4 Durchbiegungsbeschränkung zur Vermeidung von Schäden

Durchbiegungen sind zu beschränken, wenn dadurch bleibende Schäden an Trennwänden, Installationen, Armaturen und Verkleidungen vermieden werden können. In diesem Fall sollte das Überschreiten des Durchbiegungsgrenzwertes mit einer hohen Wahrscheinlichkeit vermieden werden. Dazu wird die Durchbiegung mit der charakteristischen Lastkombination (F1-1) berechnet. Der Schaden wird in diesem Fall in der Regel durch Verformungen verursacht, die nach dem Fertigstellen des Bauwerks auftreten. Die formale Bedingung lautet für Situationen, in denen die Durchbiegungen bleibende Schäden verursachen können:

$$u_{\text{inst}} \leq u_{\text{inst,crit}} \quad (\text{F1-3})$$

wobei u_{inst} die Anfangsverformung für die charakteristische Kombination ist, also der Anteil δ_1 aus Bild F1-2 und die Anteile der veränderlichen Lasten an der Anfangsverformung, deren über die Zeit veränderlicher Charakter durch den Kombinationsbeiwert $\psi_{0,i}$ berücksichtigt wird. $u_{\text{inst,crit}}$ ist der Grenzwert, bei dessen Überschreiten Schäden auftreten. Der Wert von $u_{\text{inst,crit}}$ hängt von der Art und den Anschlussdetails der Bauteile ab, die

beschädigt werden können. Falls keine genaueren Angaben vorhanden sind, kann $u_{\text{inst,crit}}$ entweder als fester absoluter Wert, z. B. 20 mm oder als Bruchteil der Spannweite ℓ , z. B. zu $\ell/300$ bis $\ell/500$ für Einfeldträger und zu $\ell/150$ bis $\ell/250$ für Kragträger angenommen werden (EC 5 Tabelle 7.2). Diese Werte werden oft für Biegeträger in Decken und Dächern empfohlen, die direkt mit Trennwänden oder anderen nichttragenden Bauteilen verbunden sind.

F1.5 Allgemeine Benutzbarkeit und Erscheinungsbild

Im Hinblick auf die allgemeine Benutzbarkeit und das Erscheinungsbild ist es oft wünschenswert, übermäßige Durchbiegungen zu begrenzen, die entweder bleibend sind oder doch über eine lange Zeitdauer auftreten. Gelegentliches Überschreiten der Grenzwerte kann jedoch zulässig sein, wenn die Durchbiegungen umkehrbar und auf kurze Zeitspannen beschränkt sind. In diesem Fall kann eine höhere Überschreitenswahrscheinlichkeit der Grenzwerte akzeptiert werden und die zusätzliche Durchbiegung durch Kriechen wird mit der quasi-ständigen Lastkombination (F1-2) berechnet und zur Anfangsdurchbiegung u_{inst} (charakteristische Kombination) hinzu addiert. Die entsprechende Bedingung für diesen Fall lautet:

$$u_{\text{net,fin}} \leq u_{\text{fin,crit}} \quad (\text{F1-4})$$

Hierin bedeutet $u_{\text{net,fin}}$ der Durchhang des Trägers bezogen auf eine die Auflager verbindende Gerade (siehe Bild F1-2, Wert δ_{net}) und $u_{\text{fin,crit}}$ ist der Durchbiegungsgrenzwert im Hinblick auf das allgemeine Erscheinungsbild. Der Wert von $u_{\text{fin,crit}}$ hängt u. a. von der Art des Bauwerks bzw. der Konstruktionsart, der Einstellung der Gebäudenutzer sowie davon ab, ob der Biegeträger sichtbar ist. In Wohngebäuden sind die Anforderungen z. B. meist wesentlich höher als in Industriebauten. Als allgemeine Empfehlung für Einfeldträger wird der Wert $u_{\text{fin,crit}} = \ell/150$ bis $\ell/300$ angegeben; für Kragträger gilt $u_{\text{fin,crit}} = \ell/75$ bis $\ell/150$ (EC 5 Tabelle 7.2).

F1.6 Berechnung der Durchbiegung nach EC 5

Die elastischen Anfangsverformungen aus Biegung u_m können in der Regel auf der Grundlage der technischen Biegelehre mit Hilfe von Formeln aus entsprechenden Lehrbüchern berechnet werden. Da der Schubmodul des Holzes im Vergleich zum Elastizitätsmodul niedrig ist, können Schubverformungen nicht immer vernachlässigt werden. Angaben zur Berechnung der Schubverformung u_v können ebenfalls aus Lehrbüchern entnommen werden. Die Gesamtanfangsdurchbiegung u_{inst} ergibt sich dann als Summe von u_m und u_v . Um einen Eindruck von der Größenordnung der Schubverformungen zu erhalten, wird

ein Einfeldträger mit Rechteckquerschnitt $b \cdot h$ und Spannweite ℓ unter konstanter Streckenlast q betrachtet. Für diesen Fall beträgt das Verhältnis zwischen Schubverformung u_v und Biegeverformung u_m in Balkenmitte näherungsweise:

$$\begin{aligned} \text{In Balkenmitte: } u_m &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot \ell^4}{E \cdot I} \\ u'_v &= \frac{Q}{G \cdot A_s} = \frac{1}{G \cdot A_s} \cdot \left(\frac{q \cdot \ell}{2} - q \cdot x \right) \Rightarrow u_v(x) = \frac{1}{G \cdot A_s} \cdot \left(\frac{q \cdot \ell}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 \right) \\ \text{In Balkenmitte: } u_v \left(x = \frac{\ell}{2} \right) &= \frac{q \cdot \ell^2}{8 \cdot G \cdot A_s} = \frac{q \cdot \ell^2}{8 \cdot G \cdot \frac{5}{6} \cdot A} \quad (\text{F1-5}) \\ \text{Verhältnis: } \frac{u_v}{u_m} &= 0,96 \cdot \frac{E}{G} \cdot \left(\frac{h}{\ell} \right)^2 \end{aligned}$$

Das Verhältnis E/G beträgt etwa 16 für Vollholz und Brettschichtholz. Damit ergibt sich u_v/u_m zu ungefähr 0,15 für $\ell/h = 10$ und zu weniger als 0,04 für $\ell/h = 20$. Für eine Einzelast in Feldmitte sind diese Verhältniszahlen um 25% höher.

Langzeit- oder Kriechverformungen im Holz unter andauernder Belastung werden in hohem Maße vom Umgebungsklima beeinflusst. Wenn auch bei konstant hoher Holzfeuchte die Kriechverformungen nur unwesentlich größer sind als bei konstant niedriger Feuchte, bedeutet dies nicht, dass die Holzfeuchte nur einen geringen Einfluss auf die Kriechverformungen ausübt. Es sind insbesondere die Veränderungen in der Holzfeuchte, die große Kriechverformungen verursachen (mechano-sorptives Kriechen, siehe Beitrag B2). Daher sind Langzeitverformungen im Außenklima mit häufigen und schnellen Änderungen in der relativen Luftfeuchte größer als die entsprechenden Verformungen in Gebäuden, in denen das Klima reguliert wird. Aus demselben Grund zeigen Holzbauteile mit großen Querschnitten geringere Kriechverformungen als solche mit kleinen Querschnitten, da bei großen Querschnitten die Holzfeuchteänderung im Mittel wesentlich langsamer erfolgt. Oberflächenbehandlungen, die den Feuchteausaustausch zwischen Holz und Umgebungsluft behindern, haben denselben Effekt (Mårtensson, 1992; Taylor et al., 1991).

Die Gebrauchstauglichkeit von Holzkonstruktionen wird außer durch lastbedingte Verformungen auch durch das Schwinden und Quellen des Holzes beeinflusst. Die durch Feuchteänderungen und Feuchteunterschiede im Holz bedingten Verformungen können durchaus in derselben Größenordnung liegen wie die durch äußere Lasten verursachten Verformungen. Schwind- und Quelleffekte können durch entsprechende Konstruktion insbesondere der Details und durch die Verwendung trockenen Holzes beschränkt werden. Ausschließlich durch Feuchteänderungen bedingte Verformungen werden in diesem Beitrag nicht weiter behandelt.

Regeln zur Berechnung von Durchbiegungen sind als nicht verbindliche Regeln in EC 5 angegeben. Nach diesen Regeln sind die elastischen Anfangsverformungen u_{inst} auf der Grundlage der Mittelwerte der entsprechenden Steifigkeitskennwerte zu berechnen. Für Tragwerke aus Bauteilen mit denselben Kriecheigenschaften ergibt sich die Endverformung u_{fin} unter der Annahme eines linearen Zusammenhanges zwischen Einwirkungen und Verformungen vereinfacht zu:

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{inst,G}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) + u_{\text{inst,Q,1}} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{\text{def}}) + \sum_{i>1} \left[u_{\text{inst,Q,i}} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{\text{def}}) \right] \quad (\text{F1-6})$$

mit k_{def} dem Kriechbeiwert, der den durch das Umgebungsklima und die Lasteinwirkungsdauer bedingten Anstieg der Verformungen mit der Zeit berücksichtigt. Werte für k_{def} sind in EC 5 Tabelle 3.2 für verschiedene Baustoffe und unterschiedliche Nutzungsklassen angegeben.

F1.7 Literatur

S. Thelandersson, Originalbeitrag A17, STEP 1995.

Mårtensson A. (1992). Mechanical behaviour of wood exposed to humidity variations. Report TVBK-1006, Department of Structural Engineering, Lund University.

Mårtensson A. und Thelandersson S. (1992). Control of deflections in timber structures with reference to EC 5. Paper 25-102-2, CIB-W18 Meeting 25, Åhus.

Taylor G.D., West D.J. und Hilson B.O. (1991). Creep of glued laminated timber under conditions of varying humidity. International Timber Engineering Conference, London.

F2 Schwingungen

Originalbeitrag: S. Ohlsson

Die in diesem Beitrag vorgestellten Schwingungsnachweise sind Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, da zu starke Schwingungen von den meisten Menschen als störend empfunden werden. Das Hauptaugenmerk wird hier auf Schwingungen von Wohnungsdecken gelegt. Durch Maschinen verursachte Schwingungen und Schwingungen von Decken unter Räumen, die rhythmisch belastet werden (z. B. Tanzsäle, Sporthallen), müssen genauer untersucht werden und werden hier nicht behandelt. Schwingungen sind dynamische Phänomene; Masse, Steifigkeit, Dämpfung und damit die Eigenfrequenz und Schwingungsform von Decken bestimmen ihr dynamisches Verhalten. Um dieses komplexe dynamische Verhalten mit einem vertretbaren Arbeitsaufwand bewerten zu können, werden im EC 5 die in Wirklichkeit dynamischen Einwirkungen durch statisch wirkende, vertikale Ersatzlasten (Einheitsimpuls und statisch wirkende Einzellast) als Rechenwerte der Einwirkungen ersetzt. In DIN 1052 wurde für den Schwingungsnachweis von Wohnungsdecken gefordert, dass die Durchbiegung infolge quasi-ständiger Einwirkung nicht größer als 6 mm sein darf. Es wurde dort also lediglich ein Steifigkeitskriterium überprüft, keine weiteren Kriterien wie z. B. eine Begrenzung der Eigenfrequenz wurden angegeben. Im EC 5 hingegen ist ein komplexeres Nachweisverfahren enthalten; neben Steifigkeits- und Frequenzkriterien muss auch die sog. Impulsgeschwindigkeitsreaktion überprüft werden.

Obwohl also inzwischen Methoden für einen (stark vereinfachten) Schwingungsnachweis vorhanden sind, gibt es in der Praxis noch immer viele Probleme mit Schwingungen von Wohnungsdecken. Schwingungen von Decken werden von den Benutzern als unangenehm empfunden, obwohl sie teilweise sämtliche in EC 5 angegebenen Nachweise erfüllen. Neuere Forschungsprojekte (z. B. Hamm und Richter, 2008) haben das Schwingungsverhalten von Holz- und Holz-Verbunddecken erneut untersucht und die Gültigkeit bzw. Relevanz der Nachweise des EC 5 bewertet. Auch der Einfluss des konstruktiven Deckenaufbaus (z. B. mit oder ohne Estrich) wurde in Hamm und Richter (2008) untersucht. Neue Bemessungs- und Konstruktionsregeln werden zum Abschluss des Beitrages diskutiert, da diese einen Schwingungsnachweis von Wohnungsdecken verlässlicher machen können.

F2.1 Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit

Ein Bauwerk wird solange als gebrauchstauglich angesehen, wie es die vorgesehenen Funktionen angemessen erfüllt. Sämtliche Aspekte der Gebrauchstauglichkeit, die durch das statische System oder die tragenden Bauteile eines Gebäudes bestimmt werden, können unter dem Begriff "konstruktive Gebrauchstauglichkeit" zusammengefasst werden. Anforderungen an die konstruktive Gebrauchstauglichkeit werden meist an das gesamte Bauwerk oder einen Bauwerksabschnitt gestellt.

Die meisten Gebrauchstauglichkeitsanforderungen ergeben sich aus den folgenden Bedingungen:

- für den Bauwerksbenutzer angenehmes Tragwerksverhalten,
- gesicherte Funktionstüchtigkeit des Bauwerks einschließlich der Installationen und
- ein annehmbares Erscheinungsbild des Bauwerks.

Diese Bedingungen werden in EC 5 ausdrücklich genannt. Schäden an Verkleidungen oder Trennwänden können z. B. den Verlust der Funktionstüchtigkeit durch einen undichten Fußbodenbelag eines Nassraumes oder aber ein nicht mehr annehmbares Erscheinungsbild durch sichtbare Risse bedeuten.

Gebrauchstauglichkeitsanforderungen unterscheiden sich zum Teil grundsätzlich von den Anforderungen an die Tragfähigkeit. Im Gegensatz zu Grenzzuständen der Tragfähigkeit, deren Überschreiten irreversibel ist, können erreichte Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit, wie z. B. das Unbehagen bei übermäßigen Schwingungen oder das Erscheinungsbild bzw. die Funktionstüchtigkeit einer Holzbalkendecke wieder rückgängig gemacht werden. In beiden Beispielen wird das Erreichen des Grenzzustandes durch Abweichungen vom Zustand eines geraden und ebenen Fußbodens verursacht. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist daher auch die Summe aller Abweichungen maßgebend, die sich aus einem Anteil aus äußeren Lasten und einem Anteil aus klimatischen Einflüssen zusammensetzen kann. In diesem Fall ist es möglich, durch eine Überhöhung der Biegeträger die Gesamtdurchbiegung auf annehmbare Werte zu begrenzen. Die Berücksichtigung von Überhöhungen wird in EC 5 ausdrücklich erlaubt. Eine Überhöhung hat jedoch keinen Einfluss auf das Schwingungsverhalten der Biegeträger.

Die in EC 5 empfohlenen Grenzwerte für Durchbiegungen und Schwingungen gewährleisten in der Regel das Einhalten der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit. Nachfolgend werden die Anforderungen im Hinblick auf Schwingungen näher behandelt. **Für alle Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gilt, dass die angegebenen Grenzwerte lediglich empfohlen sind; der Tragwerksplaner muss im Einzelfall mit dem Auftraggeber Grenzwerte festsetzen bzw. notwendige Nachweise festlegen.**

F2.2 Gebrauchstauglichkeit in Bezug auf Schwingungen

Schwingungen, die die Gebrauchstauglichkeit einschränken, können durch sehr unterschiedliche Belastungen verursacht werden. Insbesondere sollten solche Schwingungen vermieden werden, die Unbehagen beim Nutzer eines Bauwerks hervorrufen. Die Empfindlichkeit des Menschen bestimmt damit weitgehend das Ausmaß zulässiger Schwingungen. Im Holzrahmenbau stellen menschliche Aktivitäten und installierte Maschinen die beiden wichtigsten Ursachen für das Auftreten von Schwingungen dar. Mit menschlichen Aktivitäten ist z. B. das Auftreten beim Gehen bzw. Laufen oder das Herumtoben von Kindern gemeint.

Als maßgebende Folgen dieser Ursachen unterscheidet man:

- Unbehagen durch Schwingungen, die durch Schritte verursacht werden und
- Unbehagen durch Schwingungen, die von Maschinen ausgehen.

Die menschliche Reaktion auf Schwingungen ist subjektiv und wird von vielen unterschiedlichen Parametern beeinflusst. Eine umfassende Darstellung des Problems ist in Griffin (1990) zu finden. Folgende Beziehungen treffen für die meisten Situationen zu:

Das menschliche Empfinden gegenüber Schwingungen

- ist abhängig von der Schwingungsbeschleunigung bei Frequenzen von weniger als etwa 8 Hz,
- ist abhängig von der Schwingungsgeschwindigkeit bei Frequenzen von mehr als etwa 8 Hz,
- hat, wie das subjektive Empfinden der Lautstärke, logarithmischen Charakter,
- nimmt mit der Schwingungsdauer zu,
- nimmt ab mit der Nähe zur und dem Bewusstsein über die Schwingungsursache und
- nimmt mit zunehmender Körpertätigkeit oder Gewöhnung ab.

Aus diesen Zusammenhängen lassen sich zwei Bemessungsziele ableiten: zunächst sollte das Ausmaß der Schwingungen in der Nähe der Schwingungsursache begrenzt werden. Dies kann durch eine Bemessung der Holzbalkendecke nach dem in den folgenden Abschnitten beschriebenen Verfahren erreicht werden. Außerdem sollte die Übertragung von Schwingungen in benachbarte Bauabschnitte verhindert werden.

Hierzu ist ein geeignetes statisches System zu wählen, wobei unter anderem die nachfolgenden Punkte zu beachten sind:

- Rahmenkonstruktionen ermöglichen die Weiterleitung von Schwingungen in benachbarte Stockwerke und sind daher bei schwingungsempfindlichen Konstruktionen weniger geeignet. Aus demselben Grund sollten durchlaufende Decken zwischen benachbarten Wohnungen vermieden werden.
- Trennwände sollten übereinander angeordnet werden und bis zum Fundament durchgehend ausgebildet sein. Ist eine Trennwand z. B. nur in einem Stockwerk vorhanden und steht im Feld einer Holzbalkendecke auf, bildet sie eine Verbindung der beiden übereinanderliegenden Decken, die dadurch gegenseitig zu Schwingungen angeregt werden. Diese Schwingungen können zwar im Stockwerk, in dem sich die Schwingungsursache befindet, akzeptabel sein, verursachen jedoch oft Unbehagen im anderen Stockwerk, in dem man die Schwingungsursache nicht kennt.

F2.3 Durch Menschen verursachte Schwingungen

In der Einleitung wurde bereits erwähnt, dass in DIN 1052 zur Begrenzung von Schwingungen lediglich die Durchbiegung begrenzt wurde. Mit dieser Forderung wird ein Steifigkeitskriterium definiert, da bei zu geringer Biegesteifigkeit einer Decke der Grenzwert der Durchbiegung überschritten wird. Je größer die Spannweite einer Decke, desto größer wird die Durchbiegung und desto geringer wird die Eigenfrequenz. Eine Decke mit kleiner Spannweite wird also mit einer kleineren Periode (= höhere Frequenz) schwingen als eine Decke mit großer Spannweite. Die Eigenfrequenz f lässt sich in Abhängigkeit von der Steifigkeit und damit von der statischen Durchbiegung u_{stat} einer Decke darstellen, siehe Gleichung (F2-1). Gleichung (F2-1) beruht auf einer Modellierung der Decke als ungedämpfter Einmassenschwinger mit Steifigkeit K , Masse M und Last F :

$$f = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F/u_{\text{stat}}}{F/g}} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{u_{\text{stat}}}} \approx \frac{5}{\sqrt{u_{\text{stat}} [\text{cm}]}} \quad (\text{F2-1})$$

Durch eine Begrenzung der Durchbiegung wird die Eigenfrequenz einer Holzbalkendecke nach unten begrenzt. Die erste Eigenfrequenz einer Decke sollte mindestens doppelt so groß sein wie die Frequenz personeninduzierter Schwingungen, da bei oft wiederholten Anregungen mit einer Frequenz bis zur Hälfte der Eigenfrequenz Resonanz entstehen kann (Hamm und Richter, 2008). Ein Schritt pro Sekunde entspricht 1 Hz. Aktivitäten wie Laufen haben eine Frequenz von bis zu 4 Hz. Deshalb wird als Kriterium meist eine Eigenfrequenz von mindestens 8 Hz gefordert.

Die betrachteten Zusammenhänge sollen nun genauer erläutert werden. Die Schwingungsbemessung von Holzbalkendecken nach EC 5 berücksichtigt alltägliche menschliche Tätigkeiten wie die dynamischen Wirkungen des Auftretens beim Gehen. Die dynamische Belastung aus dem Auftreten beim Gehen kann durch Versuche ermittelt werden (Ohlsson, 1982). Bild F2-1 zeigt den Verlauf der Belastung in Abhängigkeit von der Zeit, die durch eine auf der Stelle tretende Person verursacht wird. In Wohngebäuden überwiegt die schnell abklingende Kurzzeitreaktion. Die Belastung setzt sich aus zwei unterschiedlichen Anteilen zusammen:

- einem Niedrigfrequenzanteil (0 – 8 Hz), der durch die Schrittfrequenz und der ihr entsprechenden harmonischen Schwingungen verursacht wird sowie
- einem Hochfrequenzanteil (8 – 40 Hz), der vor allem durch das Auftreffen des Schuhabsatzes auf den Fußboden entsteht, der sog. heel drop.

Falls die Eigenfrequenz der Decke größer als 8 Hz ist, verursachen die Niedrigfrequenzanteile quasi-statische Schwingungen, deren Amplituden hauptsächlich durch die Steifigkeit der Decke und kaum durch ihre Masse bestimmt werden.

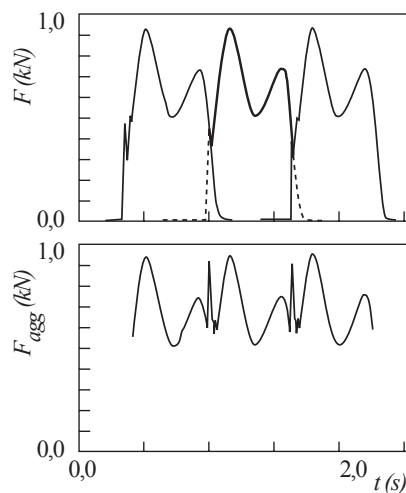


Bild F2-1 Verlauf der durch die Schritte einer gehenden Person verursachten Kontaktkräfte (oben) und entsprechende resultierende Belastung der Decke (unten). (STEP 1995 Beitrag A18)

Die erste Eigenfrequenz f_1 einer im Grundriss rechteckigen Decke, die an den vier Rändern gelenkig gelagert ist, lässt sich mit Näherungsgleichung (F2-2) bestimmen. Gleichung (F2-2) zeigt sehr vereinfachend die Ermittlung der "Eigenfrequenz" eines Einfeldträgers als Biegebalken; "Eigenfrequenz", da ein Biegeträger im Gegensatz zu einem Einmassenschwinger nicht genau eine Eigenfrequenz hat, sondern unendlich viele, wobei als erste Eigenfrequenz die niedrigste dieser Frequenzen bezeichnet wird:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{(E \cdot I)_\ell}{M}} = f_{1, \text{Biegeträger}} \quad (\text{F2-2})$$

mit

M Masse pro Flächeneinheit in kg/m^2 ,
 ℓ Spannweite der Decken in m
 $(E \cdot I)_\ell$ äquivalente Biegesteifigkeit der Decke um eine Achse rechtwinklig zur Balkenrichtung in Nm^2/m

Für zweiachsig gespannte Decken (z. B. Brettsperrholzdecken) ist Gleichung (F2-2) jedoch zu stark vereinfacht, da die wirksame Biegesteifigkeit in Querrichtung die erste Eigenfrequenz erhöht.

Die Eigenfrequenz solcher Deckenplatten kann dann mithilfe von Gleichung (F2-3) bestimmt werden:

$$f_{\text{Platte}} = f_{\text{Biegeträger}} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{\alpha^4}} \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{b}{\ell} \cdot \sqrt[4]{\frac{(E \cdot I)_\ell}{(E \cdot I)_b}} \quad (\text{F2-3})$$

mit

b Deckenbreite in m
 $(E \cdot I)_b$ äquivalente Biegesteifigkeit der Decke um eine Achse parallel zur Balkenrichtung in Nm^2/m

Hieraus können nun die ersten zwei Kriterien des EC 5 abgeleitet werden:

- Frequenzkriterium:

$$f_1 \geq 8 \text{ Hz} = f_{\text{grenz}} \quad (\text{F2-4})$$

- Steifigkeitskriterium:

$$\frac{u}{F} \leq a = a_{\text{grenz}} \quad \text{in} \quad \frac{\text{mm}}{\text{kN}} \quad (\text{F2-5})$$

Um Resonanz zu vermeiden, wird also ein Grenzwert für die erste Eigenschwingung der Decke und das Verhältnis $a = u/F$ aus der vertikalen Durchbiegung u infolge einer vertikalen statischen Einzellast F festgesetzt. Nach Kreuzinger und Mohr (1999) entsprechen die beiden Kriterien zwei der drei Kategorien des Schwingungsverhaltens abhängig von der Anregung. Das Steifigkeitskriterium beschränkt die Schwingung durch eine **einmalige Auslenkung durch einen Fußauftritt**, während das Frequenzkriterium die Gefahr von Resonanz durch **wiederholte Anregung durch Schritte** beschränkt und ein Aufschaukeln der Schwingungsamplitude verhindert. Die letzte Kategorie, die Einwirkungen aus den Hochfrequenzanteilen durch einen **Fersenauftritt** (heel drop) werden durch einen Einheitsimpuls von 1 Ns berücksichtigt. Die sich daraus ergebende Schwingungsgeschwindigkeit v ist eine Tragwerkseigenschaft. Wird die Decke als frei beweglicher, starrer Körper der Masse M angesehen, würde sie durch den Einheitsimpuls auf die Geschwindigkeit $1 \text{ (m/s) } / M$ beschleunigt.

Nach Ohlsson (1988) kann der anfängliche Maximalwert der Geschwindigkeit unter einem Einheitsimpuls, die sog. Einheitsimpulsgeschwindigkeitsreaktion v , für den in der Praxis am meisten vorkommenden Fall einer Holzbalkendecke mit rechteckigem Grundriss und gelenkiger Lagerung an den vier Seiten vereinfacht ermittelt werden. Für eine Spannweite ℓ in m, eine Breite der Decke b in m und eine gleichmäßig verteilte Masse M in kg/m^2 gilt folgende Näherung:

$$v = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})}{M \cdot b \cdot \ell + 200} \quad (\text{F2-6})$$

In Gleichung (F2-6) bedeutet n_{40} die Anzahl der Eigenformen mit Eigenfrequenzen von weniger als 40 Hz und $M \cdot b \cdot \ell$ die Masse der Decke. Die zusätzliche generalisierte Masse von 50 kg ist im Quotienten $4/200$ enthalten. n_{40} kann mit der folgenden Näherungsgleichung ermittelt werden:

$$n_{40} = \left[\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{b}{\ell} \right)^4 \cdot \frac{(E \cdot I)_\ell}{(E \cdot I)_b} \right]^{0,25} \quad (\text{F2-7})$$

Damit kann der durch einen Einheitsimpuls verursachte Höchstwert der Schwingungsgeschwindigkeit einfach berechnet werden, wobei die Anzahl der zu berücksichtigenden Eigenformen auf Eigenfrequenzen unter 40 Hz beschränkt wird, da Versuche (Ohlsson, 1982) gezeigt haben, dass Eigenfrequenzen über 40 Hz nicht mehr signifikant zum anfänglichen Höchstwert der Geschwindigkeit v_{max} beitragen.

Die günstige Wirkung einer kurzen Schwingungszeit wird durch einen von der Dämpfung abhängigen Grenzwert berücksichtigt. Der in diesem Zusammenhang wichtigste Dämpfungskennwert ist das Dämpfungsmaß σ_0 , das die Abnahme der Schwingungsamplituden in Abhängigkeit von der Zeit und nicht von der Anzahl der Perioden angibt. Das Dämpfungsmaß σ_0 ist definiert als:

$$\sigma_0 = f \cdot \zeta \quad (\text{F2-8})$$

Hierin kann für f die Eigenfrequenz f_1 eingesetzt werden, während der modale Dämpfungsgrad ζ für normale Holzbalkendecken zu 0,01 angenommen werden sollte. Die Dämpfung in Holzbalkendecken zeigt große Streuungen mit einem Mittelwert von etwa 0,015 bis 0,02 (Chui, 1988; Ohlsson, 1982). Wird ein höherer Wert als 0,01 zum Nachweis der Schwingungen verwendet, sollte nachgewiesen werden, dass dieser Wert auch während der Nutzungsdauer der Decke erhalten bleibt.

Das dritte Kriterium des EC 5 nach den Gleichungen (F2-4) und (F2-5) ist also die Festsetzung eines Grenzwertes für die Einheitsimpuls geschwindigkeitsreaktion:

$$v \leq b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)} = v_{\text{grenz}} \quad \text{in} \quad \frac{\text{m}}{\text{Ns}^2} \quad (\text{F2-9})$$

Die Grenzwerte a aus Gleichung (F2-5) und b aus Gleichung (F2-9) sind nicht unabhängig. Ein niedriger Wert für a erfordert eine höhere Steifigkeit der Decke, wodurch aber der Grenzwert der Einheitsimpuls geschwindigkeitsreaktion v_{grenz} bis zu einem theoretischen Maximalwert von $1 \text{ m}/(\text{Ns}^2)$ ($b^0 = 1$) größer wird. Wenn nun aber die Basis b größere Werte annimmt, dann verlangsamt sich der Trend von v_{grenz} , den Wert 1 anzunehmen; das Schwingungsverhalten der Decke wird also besser. Bild F2-2 versinnbildlicht diesen Zusammenhang: bei Zunahme von b und gleichzeitiger Abnahme von a verbessert sich das Schwingungsverhalten der Decke, während eine Abnahme von b bei Zunahme von a das Verhalten verschlechtert. Gängige Grenzwerte sind $b = 120$ und $a = 1 \text{ mm}/\text{kN}$.

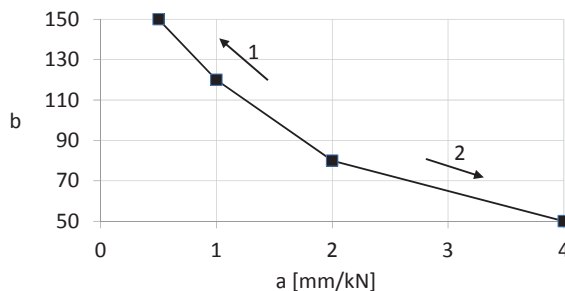


Bild F2-2 Beziehung zwischen a und b laut EC 5, 1 = besseres Verhalten, 2 = schlechteres Verhalten.

F2.4 Neuere Forschung

Die in Hamm und Richter (2008) untersuchten Decken erfüllten alle den Nachweis der Einheitsimpuls geschwindigkeitsreaktion nach Gleichung (F2-9), obwohl ein Teil dieser Decken von den Nutzern als unangenehm eingestuft wurde. Die Aussagekraft dieses Kriteriums darf deshalb angezweifelt werden. Des Weiteren konnten Hamm und Richter zeigen, dass Deckenaufbauten wie die Verwendung eines Estrichs sowie die Ausführung, z. B. als schwimmender Estrich, einen sehr großen Einfluss auf das Schwingungsverhalten haben. Weiterhin wurde bisher nicht zwischen unterschiedlichen Anforderungen an Decken abhängig von ihrer Lage als Decke zwischen Nutzungseinheiten oder innerhalb einer Nutzungseinheit unterschieden. Hamm und Richter schlagen deshalb vor, auf den Nachweis der Einheitsimpuls geschwindigkeitsreaktion zu verzichten und sich stattdessen auf das Frequenz- und Steifigkeitskriterium zu beschränken, die je nach Nutzung in zwei weitere Kategorien unterteilt sind. Weiterhin werden Anforderungen an die konstruktive Ausführung gestellt und ein Wert der Grenzbeschleunigung bei Nichteinhaltung des Frequenzkriteriums festgelegt. Alle Angaben sind in Tabelle F2-1 zusammengestellt. In Hamm (2012) ist ein Bemessungsbeispiel enthalten.

Tabelle F2-1 Zusammenhang zwischen Nutzung und Anforderungen an Bemessung und konstruktive Ausführung, aus: Hamm und Richter, 2008, Tabelle 3.

Einbaulage	Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten	Decken innerhalb einer Nutzungseinheit	Keine Anforderungen an das Schwingungsverhalten
Bewertung	Bewertung: 1,0 bis 1,5	Bewertung 1,5 bis 2,5	Bewertung 2,5 bis 4,0
Im Rahmen des Vorhabens untersuchte Raumnutzung	z. B. Flure mit kurzen Spannweiten: für Nutzungen als Wohnungstrenndecken in Mehrfamilienhäusern. Decken in Büros mit PC-Nutzung oder Besprechungsräumen	z. B. Decken in üblichen Einfamilienhäusern, Decken im Bestand mit Zustimmung des Bauherren	z. B. Decken unter nicht genutzten Räumen oder nicht ausgebauten Dachräumen
Beschreibung der Empfindungen des Schwingungsverhaltens	Schwingungen sind gar nicht oder nur gering spürbar, wenn man sich darauf konzentriert; werden nicht als störend empfunden	Schwingungen werden als spürbar, jedoch nicht als störend empfunden	Schwingungen werden als spürbar bis deutlich spürbar, unangenehm und auch teilweise als störend empfunden
Frequenzkriterium $f_1 \geq f_{\text{grenz}}$	$f_{\text{grenz}} = 8 \text{ Hz}$	$f_{\text{grenz}} = 6 \text{ Hz}$	-
Steifigkeitskriterium $u (2 \text{ kN}) \leq u_{\text{grenz}}$	$u_{\text{grenz}} = 0,5 \text{ mm}$	$u_{\text{grenz}} = 1,0 \text{ mm}$	-
Genauere Untersuchung nur, wenn $f_1 < f_{\text{grenz}}$	$f_{\text{min}} \leq f_1 < f_{\text{grenz}}$ mit $f_{\text{min}} = 4,5 \text{ Hz}$ und $a_{\text{grenz}} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$f_{\text{min}} \leq f_1 < f_{\text{grenz}}$ mit $f_{\text{min}} = 4,5 \text{ Hz}$ und $a_{\text{grenz}} = 0,10 \text{ m/s}^2$	-
Konstruktive Anforderungen	Anordnung von schwimmendem Nass- oder Trockenestrich auf Schüttung	-	-

F2.5 Literatur

S. Ohlsson, Originalbeitrag A18, STEP 1995.

Chui Y.H. (1988). Evaluation of vibrational performance of light-weight wooden floors. International Conference on Timber Engineering 1:707-715, Forest Products Research Society, Madison.

Griffin M.J. (1990). Handbook for human vibration. Academic Press, London.

Kreuzinger H. und Mohr B. (1999). Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz; Abschlussbericht. TU München, Fachgebiet Holzbau.

Hamm P. und Richter A. (2009). Bemessungs- und Konstruktionsregeln zum Schwingungsnachweis von Holzdecken. Fachtagungen Holzbau 2009. Leinfelden-Echterdingen, 15-29.

Hamm P. (2012). Schwingungen bei Holzdecken – Konstruktionsregeln für die Praxis. 2. Internationales Forum Holzbau, Beaune.

Ohlsson S. (1982). Floor vibration and human discomfort. Dissertation, Chalmers University of Technology, Göteborg.

Ohlsson S. (1988). Springiness and human-induced floor vibration. Document D12, Swedish Council for Building Research, Stockholm.

G

**Außergewöhnliche
Beanspruchungen und Ergänzungen**

G1 Brandverhalten und Brandschutzbemessung

Originalbeiträge: H. Hartl

Es gibt kaum eine Möglichkeit, das Verhalten eines Materials im Brandfall auf einfache Weise zu beschreiben. Zunächst unterscheidet man zwei Brandphasen, den Entstehungsbrand und den voll entwickelten Brand (Vollbrand). Das Materialverhalten muss unter Beachtung dieser beiden Phasen klassifiziert werden. Der Entstehungsbrand wird beeinflusst durch eine Reihe unterschiedlicher Parameter wie die Brennbarkeit des Materials, der Grad der Entflammbarkeit, die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Feuers über die Oberfläche und das Maß der Wärmeabgabe. Der Vollbrand stellt die Phase nach dem Feuerübersprung (*flash over*) dar, in der alle brennbaren Materialien vom Feuer erfasst werden. Die erwünschten Eigenschaften des Materials während dieser Phase sind die Fähigkeit, tragfähig zu bleiben, das Feuer auf den Bereich der Brandentstehung einzugrenzen, so dass keine Ausbreitung der Flammen oder der heißen Gase erfolgt und keine zu hohen Temperaturen auf der feuerabgewandten Seite einer Wand oder einer Decke auftreten, die zu einer indirekten Feuerübertragung auf benachbarte Bereiche führen würden. Die Fähigkeit, dem Vollbrand zu widerstehen, wird allgemein als Feuerwiderstand bezeichnet. Diese Fähigkeit kann aber nur einem Bauteil und nicht einem Material zugeordnet werden. Das Verhalten einfacher Tragglieder wie Stützen oder Balken hängt auch von Faktoren wie Auflagerbedingungen, Höhe der Last und Lastverteilung ab.

Betrachtet man das Verhalten von Holzwerkstoffen und Vollholz in einem Entstehungsbrand, dann zeigt sich, dass Holzwerkstoffe brennen und deshalb als brennbar einzustufen sind. Während diese Brennbarkeit durch Beschichtung oder Imprägnierung mit Feuerschutzmitteln modifiziert werden kann, ist es nicht möglich, mit diesen Maßnahmen Holz oder Holzprodukte nichtbrennbar zu machen, wenn auch ein höherer Energieaufwand erforderlich wird, um das Material zum Brennen zu bringen. Vollholz ist schwer entzündbar und es gibt wenige Fälle, in denen sich das Holz früher als andere Materialien entzündet. Vollholz benötigt eine Oberflächentemperatur von mehr als 400°C innerhalb eines kurzen bis mittleren Zeitraumes für eine Selbstentzündung, d. h. eine Entzündung ohne Vorhandensein einer Zündquelle. Selbst mit einer Zündquelle muss für eine bestimmte Zeit die Oberflächentemperatur mehr als 300°C betragen, damit die Entzündung des Materials eintritt. Holz wird gewöhnlich als Vergleichsmaterial für die Einstufung anderer Materialien benutzt, da Holz als ein Material angesehen wird, das in den meisten Verwendungsbereichen eine akzeptable Zündgefahr aufweist. Die tatsächlichen Werte hängen von der Rohdichte, Holzart, Holzfeuchte und vom Verhältnis Umfang zu Querschnitt ab. Das Feuer breitet sich auf der Oberfläche des brennbaren Holzes aus, indem

jede Entzündung in der Umgebung neue Entzündungen auslöst. Da Holz schwer entzündbar ist, ist die Geschwindigkeit, mit der sich die Flammen ausbreiten, für ein brennbares Material akzeptabel gering. In beinahe allen Ländern ist die Verwendung von unbehandeltem Holz in Fällen mit geringem Feuerrisiko erlaubt. Das Maß, in dem Holz Wärme abgibt, hängt von der Art und Weise des Erwärmungsverlaufs, der Verfügbarkeit von Sauerstoff sowie von Rohdichte, Umfang und Größe des betrachteten Holzstückes ab.

Wenn Holz oder Holzwerkstoffe einem Vollbrand ausgesetzt sind, entwickeln sie eine Reihe von günstigen Eigenschaften. Die Oberflächen werden sich entzünden, wenn der Wärmefluss groß genug geworden ist, und zunächst ziemlich stark brennen, bald aber bildet sich eine wärmedämmende Holzkohleschicht (siehe auch Bild G1-9). Da Holz ein schlechter Wärmeleiter ist, wird sehr wenig Wärme in das restliche, noch nicht verbrannte Material weitergeleitet. Aus diesem Grunde entstehen in der Konstruktion keine Zerstörungen durch übermäßige Wärmeausdehnungen. Werden Holzwerkstoffplatten mit tragender Wirkung oder als Verkleidung in raumtrennenden Konstruktionen verwendet, verhindert die niedrige Wärmeleitfähigkeit, dass die Wärme schnell von der heißen zur kalten Seite der Konstruktion übertragen wird.

In Versuchen wird der Vollbrand durch die Einheitstemperaturzeitkurve nach ISO 834 (siehe Bild G1-1) oder nach der entsprechenden nationalen Norm beschrieben. Die maßgebenden Kriterien (die sog. *REI*-Kriterien) sind die Beibehaltung der

- Tragfähigkeit – Kriterium *R*,
- raumabschließenden Wirkung – Kriterium *E*,
- wärmedämmenden Wirkung – Kriterium *I*.

Diese *REI*-Kriterien sind auch für die Bemessung maßgebend. Die Tragwerke müssen so bemessen werden, dass sie während einer gewissen Branddauer ihre Tragfähigkeit behalten (*R*) sowie, wenn gefordert, auch ihre raumabschließende (*E*) und wärmedämmende Wirkung (*I*).

Die Einheitstemperaturzeitkurve in Bild G1-1 entspricht einem fiktiven Brand, der sich maßgeblich von einem Naturbrand unterscheidet. So enthält ein Naturbrand auch Abkühlungsphasen. Das günstige Verhalten von Holz in einer Abkühlungsphase wird bei einer Belastung mit der Einheitstemperaturzeitkurve jedoch nicht berücksichtigt. Auch erreicht ein Naturbrand meist wesentlich höhere Temperaturen nach einer viel kürzeren Zeit und über einen kürzeren Zeitraum und kühlt danach schnell ab. Für die meisten Anwendungen reicht allerdings eine Aussage zum Brandverhalten unter einer Einheitstemperaturzeitkurve, was versuchstechnisch sehr viel einfacher durchzuführen ist und eine gute Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Baustoffe oder Bauteile zulässt.

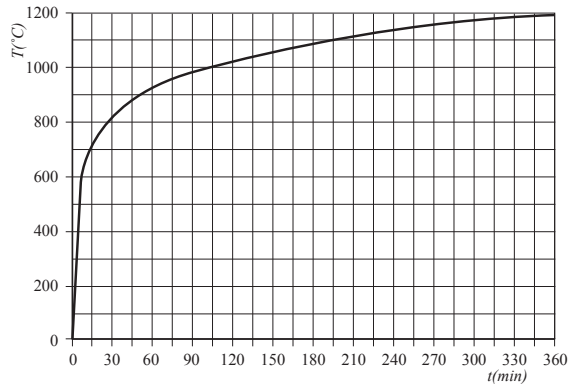


Bild G1-1 Einheitstemperaturzeitkurve nach ISO 834. (STEP 1995 Beitrag A13)

Tragfähigkeitskriterien sind neben dem eigentlichen Versagen kritische Durchbiegung und Durchbiegungsgeschwindigkeit. Die raumabschließende Wirkung wird im Allgemeinen anhand des Entstehens übermäßiger Risse und Spalten (nationale Festlegungen) oder anhand der Entzündung eines auf der dem Brand gegenüberliegenden Seite angebrachten Baumwollfaserbauschs ermittelt. Die wärmedämmende Wirkung wird als gefährdet angesehen, wenn ein mittlerer Temperaturanstieg auf der dem Brand gegenüberliegenden Seite um 140°K festgestellt wird oder ein Maximalanstieg von 180°K überschritten ist.

Holz wird seine Tragfähigkeit erst dann verlieren, wenn die Querschnittsfläche des durch das Feuer noch nicht zerstörten Restquerschnitts so klein geworden ist, dass die Spannungen infolge der aufgebrachten Last die Festigkeit des noch tragenden Holzquerschnittes erreichen. Holzwerkstoffe werden im Brandfall nicht reißen oder so stark schwinden, dass Risse entstehen, sondern eine geschlossene Oberfläche bilden, bis das Holz so dünn ist, dass der Durchbrand erfolgt. Der Temperaturanstieg wird erst dann den Grenzwert überschreiten, wenn die dünne, brandbeanspruchte Zone die gegenüberliegende Seite erreicht und der Durchbrand unmittelbar bevorsteht. Unter den Bedingungen eines Vollbrandes lässt sich das Verhalten von Holz sehr zuverlässig vorhersagen. In diesem Beitrag wird das Brandverhalten von Holz und Holzwerkstoffen erläutert. Darauf aufbauend werden die verschiedenen Bemessungskonzepte von Bauteilen und Verbindungen erläutert.

G1.1 Brandschutzregelungen

Bevor auf die eigentliche „heiße Bemessung“ unter einer Brandbeanspruchung (im Gegensatz zur „kalten Bemessung“ unter Normaltemperatur des EC 5) eingegangen wird, werden kurz die Anforderungen und Brandschutzbestimmungen dargelegt. Auf europäi-

scher Ebene werden die Einwirkungen im Brandfall im EC 1 Teil 1-2 geregelt, der dem Tragwerksplaner Berechnungsverfahren zur Ermittlung von Bemessungsbränden und Temperaturentwicklungen in Bauteilen zur Verfügung stellt. Es sind darin jedoch keine Anforderungen enthalten, welche Gebäudetypen wie lange einer Brandbelastung (nach der Einheitstemperaturzeitkurve) standhalten müssen. Diese Anforderungen an Gebäude sind in Deutschland in den Landesbauordnungen (LBO) geregelt. Die LBO teilen Gebäude in Gebäudeklassen ein; in Baden Württemberg gibt es fünf Gebäudeklassen (GK):

- Gebäudeklasse 1: freistehende Gebäude mit einer Höhe bis zu 7 m und nicht mehr als zwei Nutzungseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400 m² und freistehende land- und forstwirtschaftlich genutzte Gebäude,
- Gebäudeklasse 2: Gebäude mit einer Höhe bis zu 7 m und nicht mehr als zwei Nutzungseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400 m²,
- Gebäudeklasse 3: sonstige Gebäude mit einer Höhe bis zu 7 m,
- Gebäudeklasse 4: Gebäude mit einer Höhe bis zu 13 m und Nutzungseinheiten mit jeweils nicht mehr als 400 m²,
- Gebäudeklasse 5: sonstige Gebäude einschließlich unterirdischer Gebäude.

Die LBO regelt weiterhin, dass bauliche Anlagen so anzuordnen und zu errichten sind, "dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch (Brandausbreitung) vorgebeugt wird" (§ 15 LBO BW). Weitere Aussagen betreffen u. a. Rettungswege, Zugänglichkeit, Abstandsflächen und Blitzschutzanlagen; genauere Bestimmungen über die Ausführung von Gebäuden (Feuerwiderstand, Baustoffauswahl) selbst enthält die "Allgemeine Ausführungsverordnung des Ministeriums für Verkehr und Infrastruktur zur Landesbauordnung" (LBOAVO BW). In der LBOAVO BW werden die Brandschutzbestimmungen für die verschiedenen Gebäudeklassen festgelegt. Für die einzelnen Bauteile wie tragende Wände und Stützen, Decken, Trenn- und Brandwände werden Feuerwiderstandsklassen definiert, siehe Tabelle G1-1. Bauteile der Feuerwiderstandsklasse F90 müssen also einen Brand von mindestens 90 min ohne Verlust ihrer Tragfähigkeit und, falls vorhanden, ihrer raumabschließenden Wirkung überstehen. So müssen beispielsweise laut LBOAVO BW Decken in Gebäuden der Gebäudeklasse (GK) 5 feuerbeständig sein, in GK 4 hochfeuerhemmend und in GK 2 und 3 feuerhemmend. Weitere Definitionen wie z. B. diejenige der Feuerwiderstandsklassen sind in der Bauregelliste Teil A (nationales Dokument, Herausgeber DIBt Berlin) enthalten. Eine Auswahl von Bezeichnungen und Klassen auf europäischer und Länderebene enthält Tabelle G1-1.

Tabelle G1-1 Feuerwiderstandsklassen der Bauteile, Bauregelliste Teil A Anlage 0.1.

Feuerwiderstands- klassen nach DIN 4102-2:1977	Feuerwider- standsdauer	bauaufsichtliche Benennung	Feuerwiderstandsklassen nach EN 13501:2010		
			a	b	c
F30	≥ 30 min	feuerhemmend	R30	REI30	EI30
F60	≥ 60 min	hochfeuerhemmend	R60	REI60	EI60
F90	≥ 90 min	feuerbeständig	R90	REI90	EI90
F120	≥ 120 min	hochfeuerbeständig	R120	REI120	-
F180	≥ 180 min	höchstfeuerbeständig	-	-	-

a = tragende Bauteile ohne Raumabschluss, *b* = tragende Bauteile mit Raumabschluss,
c = nichttragende Innenwände

Neben dem geforderten Feuerwiderstand der Bauteile werden auch die Anforderungen an die Baustoffe hinsichtlich ihres Brandverhaltens in den Landesbauordnungen geregelt. Die LBO BW (§ 26) unterteilt die Baustoffe in 4 Klassen, wobei die Klasse B3 in der Regel nicht als Baustoff verwendet werden darf (außer in Kombination mit anderen Baustoffen, wodurch sie normalentflammbar werden):

- Klasse A (A1 und A2): nichtbrennbar,
- Klasse B1: schwerentflammbar,
- Klasse B2: normalentflammbar,
- Klasse B3: leichtentflammbar.

Die Bauteile werden nach einer Einteilung in Feuerwiderstandsklassen nach Tabelle G1-1 noch mit den Anforderungen an das Brandverhalten ihrer Baustoffe verknüpft. So unterscheidet die LBO BW bzw. die Bauregelliste Teil A z. B. Bauteile aus nichtbrennbaren oder brennbaren Stoffen (§ 26), was dann oft verknüpft wird: Bauteil F30-B1 ist also ein feuerhemmendes Bauteil aus schwerentflammbaren Baustoffen. Ein Bauteil der Klasse F60-AB2 hingegen ist ein hochfeuerhemmendes Bauteil, das im Wesentlichen aus nichtbrennbaren Baustoffen besteht (wobei folglich ein Teil der Baustoffe normalentflammbar sein darf). Des Weiteren sind nicht alle Kombinationen zugelassen; so darf ein feuerbeständiges Bauteil (F90) nicht ausschließlich aus entflammbaren Baustoffen (B) bestehen.

Auf europäischer Ebene regelt die EN 13501 die Einteilung von Bauprodukten in die Klassen A bis E, wobei es dort noch weitere Klassifizierungen zur Rauchentwicklung und zum brennenden Abtropfen gibt. Die weitere, bereits angesprochene Klassifizierung nach den REI-Kriterien ist derjenigen der Landesbauordnungen sehr ähnlich (siehe Tabelle G1-1). So ist die europäische Feuerwiderstandsklasse REI30 etwa der deutschen Klasse F30-B

vergleichbar. Für eine nichttragende, aber raumabschließende Holzbautrennwand hingegen kann EI30 oder F30-B gefordert werden.

Generell sind die Regelungen zu den Anforderungen im Brandfall sehr komplex und relativ unübersichtlich, da dort europäische Regelungen gleichzeitig mit denjenigen auf Bundes- oder Länderebene gelten. Durch die Vielzahl an relevanten Dokumenten und deren häufige Überarbeitung ist es auch schwierig, die Übersicht der Gültigkeit der einzelnen Regelungen zu behalten. Eine gute Übersicht bieten Scheer und Peter (2009) sowie die Bauregelliste Teil A. Als Besonderheit des Holzbaus gibt es laut den technischen Baubestimmungen die "Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise", HFHHolzR. Durch diese Richtlinie werden Gebäude der Gebäudeklasse 4 in Holzbauweise ermöglicht.

G1.2 Grundlagen

Holz und Holzwerkstoffe bestehen hauptsächlich aus Cellulose und Lignin, die sich wiederum aus Kohlenstoff, Wasserstoff und Sauerstoff zusammensetzen (siehe Beitrag B1). Deshalb sind diese Materialien brennbar und es ist praktisch unmöglich, sie nichtbrennbar zu machen. Vollständige Nichtbrennbarkeit ist allerdings nur selten erforderlich.

Einflüsse auf das Brandverhalten

Die Form, Oberfläche, Umfang und Größe von Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen beeinflussen das Brandverhalten signifikant. Die Brennbarkeit ist vom Verhältnis der Oberfläche zum Volumen abhängig. Je größer dieses Verhältnis wird, umso schneller breiten sich Flammen aus. Viele scharfe Kanten und raue Oberflächen vergrößern dieses Verhältnis und führen zu einem ungünstigeren Brandverhalten. Risse und Spalten erhöhen ebenfalls die Angriffsmöglichkeiten des Feuers. Aus diesen Gründen ist der Abbrand bei Brettschichtholz, das weitgehend rissefrei ist, geringer als bei Vollholz.

Die Zeitdauer bis zur Entzündung des Holzes und der Ausbreitung der Verbrennung ist von der Rohdichte (Darr-Rohdichte) abhängig, so dass die verschiedenen Holzarten unterschiedliches Brandverhalten zeigen. Die Beziehung zwischen Rohdichte ρ und der Abbrandrate RC ist schematisch in Bild G1-2 dargestellt. Die Beziehung zwischen Rohdichte und Entzündung ist der ρ - RC -Beziehung ähnlich: je höher die Rohdichte, umso später wird sich das Holz entzünden.

Die Holzfeuchte ist ein weiterer wichtiger Einflussparameter für das Brandverhalten von Holz. In Holzkonstruktionen liegt der Feuchtegehalt meistens zwischen 8% und 15%. Aus jeder Tonne Holz müssen somit 80 kg bis 150 kg Wasser entweichen, bevor das Holz brennen wird. Der Einfluss der Holzfeuchte auf den Abbrand kann innerhalb der geringen Bandbreite der Ausgleichsfeuchte zwischen 8% und 15% jedoch vernachlässigt werden.

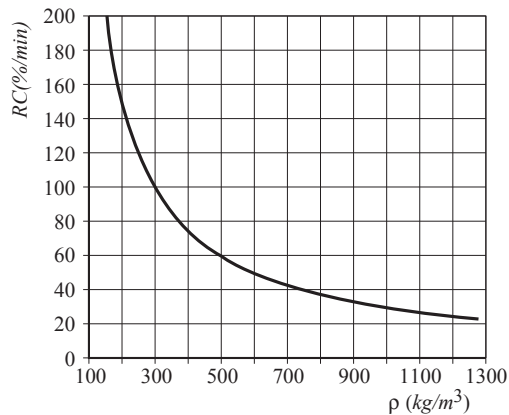


Bild G1-2 Beziehung zwischen Rohdichte ρ und der Abbrandrate RC . (STEP 1995 Beitrag A13)

Chemische und physikalische Vorgänge bei der Holzverbrennung

Beim Brand von Holz und Holzwerkstoffen läuft eine chemische Zersetzung ab, bei der Holzkohle und brennbare Gase gebildet werden. Die Selbstentzündung eines dünnen Holzstreifens findet bei einer Temperatur zwischen 340 und 430°C statt. Die Entzündungstemperatur kann aber auch viel tiefer liegen (z. B. 150°C), wenn das Holzstück bereits lange Zeit erwärmt worden ist. Temperaturen unter 100°C, aber über Zimmertemperatur, führen dem Holz Wärme zu und fördern die Austrocknung. Die Festigkeit und der Elastizitätsmodul sinken.

Bei 100°C beginnt das Wasser zu verdampfen und der Dampf entweicht auf dem Weg des geringsten Widerstandes durch Ecken, Kanten, Verbindungen, offene Poren und Risse. An diesen Stellen trocknet das Holz schneller aus als im übrigen Bereich. Die Temperatur bleibt konstant, bis das Wasser vollständig verdampft ist. Bild G1-3 zeigt die Temperatur unterhalb der sogenannten Pyrolyseschicht in Abhängigkeit von der Zeit, wenn das Holz entsprechend der ISO-Temperaturzeitkurve dem Feuer ausgesetzt wird. Die Kurve verdeutlicht den Temperaturanstieg nach dem Verdampfen des Wassers bei 100°C. Die Pyrolyseschicht ist die Zone zwischen der Holzkohle und dem unveränderten Holz. In dieser Schicht ist die Holzsubstanz durch das Feuer bereits chemisch verändert, aber noch nicht vollständig zersetzt.

Zwischen 150 und 200°C entstehen Gase, die zu 70% aus nichtbrennbarem Kohlendioxid (CO_2) und zu 30% aus brennbarem Kohlenmonoxid (CO) bestehen. Ab 200°C bilden sich immer mehr brennbare Gase und der CO_2 -Anteil geht zurück. Sobald sich die Gase entzünden, steigt die Oberflächentemperatur stark an, und die Verkohlung des Holzes läuft in der etwa 5 mm dicken Pyrolyseschicht ab. Bei Temperaturen über 500°C ist die Gasbildung sehr stark zurückgegangen und die Holzkohlebildung nimmt zu, die zu dem typischen Erscheinungsbild von Holz nach dem Brand führt.

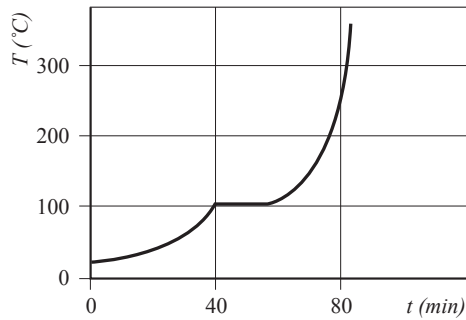


Bild G1-3 Temperatur unterhalb der Pyrolyseschicht von Holz, das einem Brand nach ISO-Temperaturzeitkurve ausgesetzt ist. (STEP 1995 Beitrag A13)

Die Wärmeleitfähigkeit von Holzkohle beträgt nur etwa ein Sechstel der Wärmeleitfähigkeit von Vollholz. Die Holzkohleschicht wirkt deshalb als Dämmschicht und die Zersetzung der tieferen Bereiche des Restquerschnitts läuft verzögert ab. Aus diesem Grund und wegen der niedrigen Wärmeleitfähigkeit des Holzes bleibt die Temperatur in Querschnittsmitte viel niedriger als an der Oberfläche. Der Feuerwiderstand von Holz ist deshalb wesentlich höher als allgemein angenommen wird. Bild G1-4 zeigt Balken bzw. Stützen, die einer drei- bzw. vierseitigen Brandbeanspruchung ausgesetzt wurden.

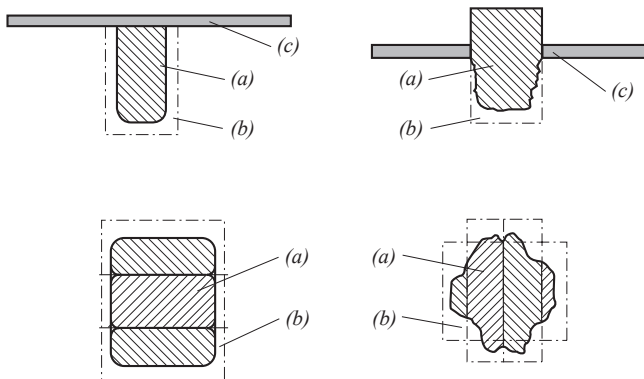


Bild G1-4 Balken und Stützen vor und nach Brandbeanspruchung. (a) Restquerschnitt, (b) Holzkohleschicht, (c) Feuerschutzschicht. (STEP 1995 Beitrag A13)

Abbrandraten

Aus zahlreichen Versuchen mit Holz und Holzwerkstoffen ergibt sich eine etwa lineare Abhängigkeit zwischen der Abbrandtiefe und der Branddauer. Daher wird für die Berechnung des Feuerwiderstandes eines Querschnitts eine konstante Abbrandgeschwindigkeit angenommen. Für einfache Verfahren der Brandbemessung ohne Berücksichtigung von

Eckausrundungen werden eindimensionale Abbrandraten β_0 nach Tabelle G1-2 benutzt (ermittelt unter Normbrandbeanspruchung nach ISO 834). Der Restquerschnitt wird für die Brandbemessung als scharfkantig angesehen. Die ideale Abbrandrate β_h bezieht die Abrundung der Kanten und Risse mit ein und ist darum höher. Für Holzwerkstoffplatten sind die eindimensionalen Abbrandraten von der Rohdichte und der Werkstoffdicke abhängig und müssen für andere charakteristische Rohdichten ρ_k als 450 kg/m^3 und Werkstoffdicken h_p kleiner als 20 mm berechnet werden zu:

$$\beta_{0,\rho,t} = \beta_0 \cdot k_\rho \cdot k_h \quad (\text{G1-1})$$

mit

$$k_\rho = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}}$$

$$k_h = \sqrt{\frac{20}{h_p}}$$

und β_0 nach Tabelle G1-2.

Tabelle G1-2 Rechnerische Abbrandgeschwindigkeiten β_0 und β_h . (bei β_h sind die Ausrundungen der Kanten und Risse berücksichtigt), EC 5 Teil 1-2, 2010.

Material	β_0 in mm/min	β_h in mm/min
<u>Nadelholz und Buche</u>		
Brettschichtholz mit $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Vollholz mit $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,80
<u>Laubholz</u>		
Vollholz und Brettschichtholz mit $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Vollholz und Brettschichtholz mit $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
<u>Furnierschichtholz</u> mit $\rho_k \geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
<u>Platten</u>		
Holzbekleidungen	0,9 ^a	-
Sperrholz	1,0 ^a	-
Holzwerkstoffplatten außer Sperrholz	0,9 ^a	-

^a = Werte gelten für $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ und eine Werkstoffdicke von 20 mm

Für mehrere Lagen (Schalung, Holzwerkstoffplatten) ohne Abstand untereinander ist nach dem Versagen der ersten Lage eine höhere Abbrandgeschwindigkeit der nächsten Lagen zu berücksichtigen, da diese dann bereits erwärmt sind (siehe auch Bild G1-6). Für genauere Verfahren der Brandbemessung bei natürlichem Brand sollte die Abbrandgeschwindigkeit β_{par} nach Anhang A des EC 5 Teil 1-2 benutzt werden.

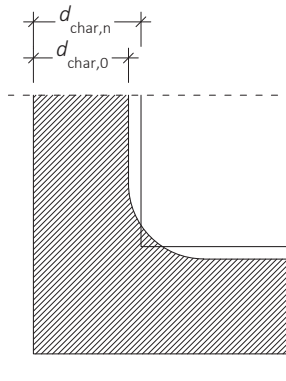


Bild G1-5 Eindimensionale Abbrandtiefe $d_{char,0}$ und ideale Abbrandtiefe $d_{char,n}$.

Anhand der Abbrandrate β und der Dauer t des Brandes (i. A. 30, 60 oder 90 Minuten) wird die Abbrandtiefe d_{char} einer ungeschützten Oberfläche ermittelt, Bild G1-5.

Eindimensionale Abbrandtiefe:

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t \quad (G1-2)$$

Ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \quad (G1-3)$$

Wenn die eindimensionale Abbrandtiefe verwendet wird, muss wie in Bild G1-5 gezeigt die Eckausrundung berücksichtigt werden, indem $d_{char,0}$ als Ausrundungsradius an den Ecken angesetzt wird.

Meist wird die einfachere Methode der ideellen Abbrandtiefe verwendet (siehe Abschnitt G1.4 Berechnungsverfahren). Die mögliche Verwendung der eindimensionalen oder ideellen Abbrandtiefe hängt von der Ausgangsbreite des Bauteils ab. Wenn die Ausgangsbreite b_{min} in Gleichung (G1-4) erfüllt ist, darf die eindimensionale Abbrandtiefe verwendet werden; bei Ausgangsbreiten kleiner als b_{min} muss die ideelle Abbrandtiefe verwendet werden.

$$b_{min} = \begin{cases} 2 \cdot d_{char,0} + 80 & \text{für } d_{char,0} \geq 13\text{mm} \\ 8,15 \cdot d_{char,0} & \text{für } d_{char,0} < 13\text{mm} \end{cases} \quad (G1-4)$$

Bei geschützten Oberflächen wird der Beginn des Abbrandes der Holzbauteile zunächst verzögert. Dieser beginnt erst zum Zeitpunkt t_{ch} ; beispielsweise zum Zeitpunkt t_f , nachdem die schützende Schicht versagt hat (t_{ch} muss nicht identisch zu t_f sein). Durch die Brandeinwirkung auf die schützende Bekleidung wird das Holz dahinter allerdings vorgewärmt und brennt dementsprechend schneller ab. Erst nach einer Abbrandtiefe von 12,5 mm wird wieder die einfache Abbrandgeschwindigkeit in Rechnung gestellt, Zeitpunkt t_a . Bild G1-6 zeigt beispielhaft diesen Zusammenhang; es ist zu sehen, dass Bauteile mit anfänglicher schützender Bekleidung nach dem Versagen der Bekleidung schneller abbrennen, Kurve 3. Eine günstige Wirkung einer schützenden Schicht wird daher nur dann erreicht, wenn die Versagenszeit t_f der schützenden Schicht größer ist als die für eine Abbrandtiefe von 12,5 mm erforderliche Zeit eines ungeschützten Bauteils.

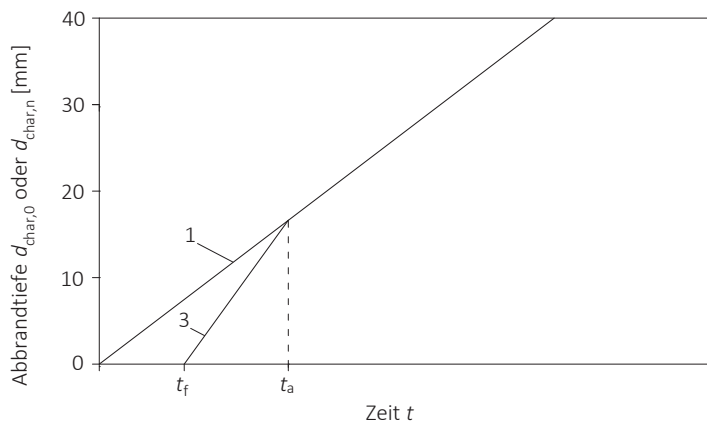


Bild G1-6 Darstellung der Abbrandtiefe in Abhängigkeit von der Zeit für $t_{ch} = t_{f,1}$. 1: Verlauf bei ungeschützter Oberfläche; 3: Verlauf bei anfänglich geschützter Oberfläche; t_{ch} = verzögerter Abbrand des Holzbauteiles, t_f = Versagen der schützenden Bekleidung, ab Zeitpunkt t_a = normale Abbrandgeschwindigkeit des Holzbauteils.

Der Zusammenhang aus Bild G1-6 gilt nicht für alle geschützten Bauteile; Bild G1-6 gilt nur für Bauteile, deren Schutzbekleidung den Abbrand des Holzbauteiles bis zum Zeitpunkt des Versagens der Bekleidung t_f verzögert. Bei manchen Bekleidungen kann aber der Abbrand des Holzbauteiles schon vor dem Zeitpunkt t_f einsetzen, wenn die Bekleidung z. B. Risse bildet oder ein geringes Wärmedämmvermögen besitzt.

Temperaturabhängige Festigkeiten und Steifigkeiten

Die mechanischen Eigenschaften von Holz sind von der Temperatur abhängig. Steifigkeit und Festigkeit sinken mit steigender Temperatur. Der erwärmte Teil eines unverbrannten Restquerschnittes besitzt daher niedrigere Festigkeiten bzw. Steifigkeiten als bei Zimmertemperatur. Dieser Rückgang ist für unterschiedliche mechanische Eigenschaften unterschiedlich groß. Als Beispiel ist in Bild G1-7 die Zugfestigkeit in Faserrichtung von Vollholz

in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt; in Bild G1-8 die Druckfestigkeit in Faser- richtung. Der Rückgang der Druckfestigkeit unter hohen Temperaturen ist stärker ausge- prägt als der Rückgang der Zugfestigkeit. Zusätzlich ist in beiden Bildern auch die Streu- ung der unterschiedlichen Versuchsergebnisse gut zu sehen. Die Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften von der Temperatur fällt je nach Randbedingungen der Versuche unterschiedlich aus, da es u. a. besonders bei großen Versuchskörpern sehr schwierig ist, jeweils konstante Temperatur- und Feuchtebedingungen im Bauteil herzu- stellen.

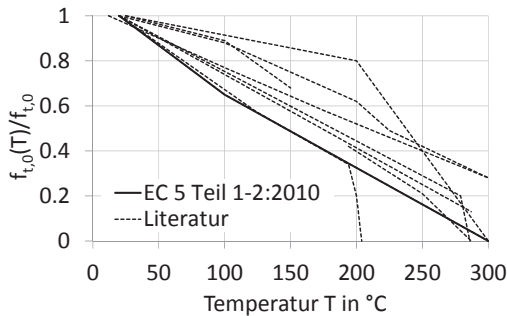


Bild G1-7 Beziehung zwischen Temperatur und Zugfestigkeit $f_{t,0}$. (nach Scheer und Peter, 2009)

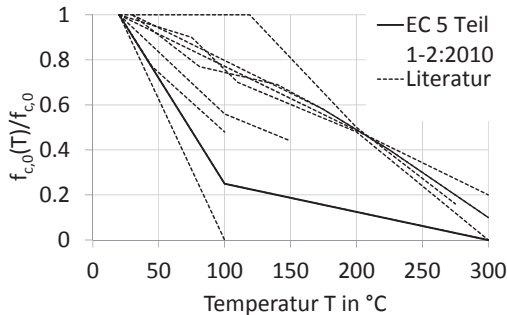


Bild G1-8 Beziehung zwischen Temperatur und Druckfestigkeit $f_{c,0}$. (nach Scheer und Peter, 2009)

Temperaturverteilung im Querschnitt

Die Temperaturverteilung im Querschnitt ist von der Abbrandgeschwindigkeit, der Quer- schnittsgeometrie, der Branddauer, der Brandbeanspruchung (ein- oder mehrseitig), der Wärmeleitfähigkeit von Holz sowie von eventuell vorhandenen Metallteilen (= hohe Wärmeleitfähigkeit) abhängig. Im Brandfall werden sich die Oberflächen entzünden und zunächst schnell abbrennen, bald aber bildet sich eine wärmedämmende Holzkohle- schicht, siehe Bild G1-9. Da Holz und insbesondere Holzkohle schlechte Wärmeleiter sind, wird sehr wenig Wärme in das restliche, unverbrannte Material weitergeleitet. Im Voll- holz bleibt die Temperatur im Restquerschnitt in einem geringen Abstand von der Ab-

brandzone (Basis der Pyrolyseschicht = Zone zwischen der Holzkohle und dem unveränderten Holz) bereits unverändert. Auf einer Dicke a_0 (von etwa 25 bis 40 mm) fällt die Temperatur von 300°C an der Abbrandgrenze auf die unveränderte Umgebungstemperatur (z. B. 20°C) zurück, Bild G1-10. Auch innerhalb des Abbrandbereiches fällt die Temperatur, von der Temperatur des Brandes (800 bis 1000°C) außen auf etwa 300°C an der Abbrandgrenze. Diese Wirkung der geringen Wärmeleitfähigkeit ist positiv zu beurteilen, da u. a. die mechanischen Eigenschaften des um die Wärmeeinflusszone a_0 verminderten Restquerschnittes im Wesentlichen unverändert sind.

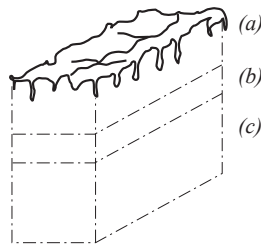


Bild G1-9 Die Veränderungen im Holz im Brandfall: (a) Holzkohleschicht, (b) Pyrolyseschicht, (c) unverändertes Holz. (STEP 1995 Beitrag A13)

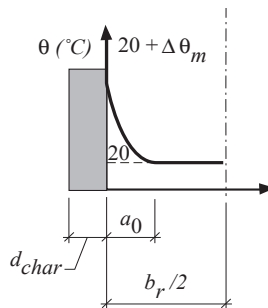


Bild G1-10 Temperaturverteilung für $b_r > a_0$. (STEP 1995 Beitrag B17)

Brandverhalten von Verbindungen mit metallischen Verbindungsmitteln

Die Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln aus Metall, die gegen Feuer nicht geschützt sind, geht durch Hitzeeinwirkung schnell verloren. Darüber hinaus wird durch die Wärmeleitung in den Metallteilen das umgebende Holz erhitzt und die Lochleibungsfestigkeit und die Ausziehtragfähigkeit nehmen ab. Eine Abdeckung mit Holz oder Holzwerkstoffen verzögert die Erwärmung der Metallteile. Die Fläche der ungeschützten Oberflächen von Metallteilen ist maßgebend für das Verhalten von Verbindungsmitteln aus Metall im Brandfall. Bild G1-11 zeigt die bezogene Streckgrenze ψ von Stahl in Abhängigkeit von der Temperatur. Stahl ist nicht brennbar, besitzt aber eine hohe Wärmeleitfähigkeit und die Streckgrenze sinkt bei zunehmender Temperatur rasch ab.

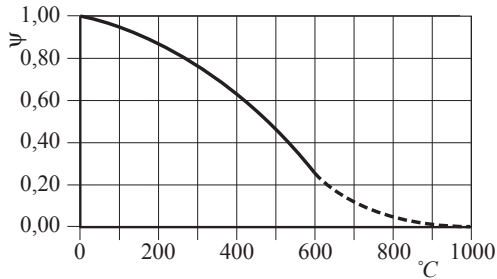


Bild G1-11 Bezogene Stahlstreckgrenze ψ in Abhängigkeit von der Temperatur. (STEP 1995 Beitrag C19)

G1.3 Sicherheitskonzept bei der Brandschutzbemessung

Im Allgemeinen gelten bei der Brandschutzbemessung die gleichen Prinzipien wie bei den Nachweisen im "kalten" Zustand, d. h. für Einwirkungen und Materialeigenschaften ist von charakteristischen Werten auszugehen. Brandversuche wurden jedoch meistens auf der Grundlage deterministischer Methoden durchgeführt, wobei man sich auf die Mittelwerte der Festigkeiten beschränkte. Um die Erkenntnisse aus den Versuchen mit den anzuwendenden Berechnungsprinzipien in Einklang bringen zu können, enthält EC 5 Teil 1-2 darauf abgestimmte Näherungsverfahren zur Brandbemessung. Eine Bemessung unter Brandlast ist jedoch nicht nur durch Berechnung möglich, sondern auch mit Hilfe von Versuchen. In Deutschland kann eine Klassifizierung auch mittels DIN 4102-4 durchgeführt werden. Im Teil 4 der DIN 4102 wird die Zusammenstellung klassifizierter Baustoffe und Bauteile geregelt, anhand derer eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse erreicht werden kann, ohne dass Berechnungen oder Versuche durchgeführt werden müssen. Beispielsweise gibt die DIN 4102-4:1994 an, dass tragende, nicht raumabschließende Wände aus Rippen einer bestimmten Sortierklasse und Abmessung sowie aus einer Beplankung mit einer Mindestdicke und Mindestrohdichte bestehen müssen, um die Feuerwiderstandsdauer F30-B zu erreichen.

Falls eine heiße Bemessung durch Berechnung durchgeführt wird, so gelten andere Teilsicherheitsbeiwerte und Lastkombinationen (Einwirkungen und Rechenwerte der Baustoffeigenschaften) als bei der kalten Bemessung. Die Lasteinwirkung $E(t)$ und der Widerstand des Holzbauteils $R(t)$ während der Brandbeanspruchung sind in Bild G1-12 in schematischer Form dargestellt. Der Feuerwiderstand wird nach der Zeit t_f erreicht, wenn $R(t)$ kleiner als $E(t)$ wird.

Der Nachweis auf dem Niveau der Bemessungswerte für die maßgebende Beanspruchungsdauer t lautet somit

$$E_{d,fi} < R_{d,t,fi} \quad (G1-5)$$

mit

$E_{d,fi}$ Bemessungswert der Lasteinwirkung im Brandfall

$R_{d,t,fi}$ Bemessungswert des Widerstandes im Brandfall

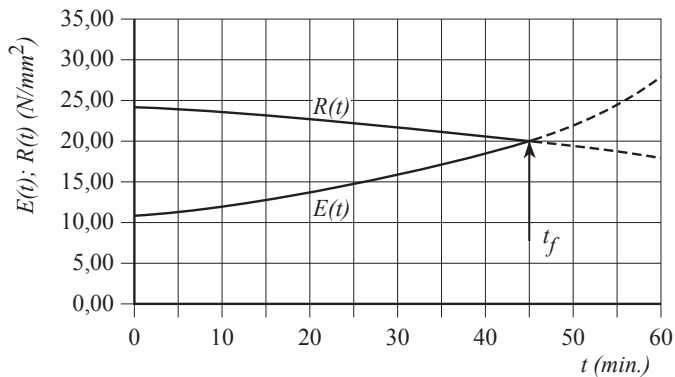


Bild G1-12 Lastauswirkung $E(t)$ und Widerstand des Holzbauteils $R(t)$ während der Brandbeanspruchung. (STEP 1995 Beitrag B17)

Bemessungswerte für Einwirkungen

Gemäß EC 0 und EC 1 Teil 1-2 bzw. der DIN 4102-22 ist die Brandbemessung mit der Einwirkungskombination für außergewöhnliche Bemessungssituationen durchzuführen:

$$E_{dA} = \sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (G1-6)$$

mit

E_{dA} Einwirkungen im Brandfall

$\gamma_{GA,j}$ Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Lasten im Brandfall, $\gamma_{GA,j} = 1,0$

Im Gegensatz zu den Einwirkungskombinationen für die kalte Bemessung werden hier die Teilsicherheitsbeiwerte für die ständigen und veränderlichen Lasten γ_{GA} und γ_Q zu 1,0 gesetzt. Für die Brandbemessung können die Einwirkungen jedoch auch vereinfacht aus den Bemessungswerten der kalten Bemessung (ständige Bemessungssituation) nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$E_{dA} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (G1-7)$$

η ist der Quotient der Einwirkungen aus außergewöhnlicher Kombination (Brandfall) und Grundkombination:

$$\eta_{fi} = \frac{\sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}}{\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}} \quad (G1-8)$$

Vereinfacht darf η nach NA zu EC 5 Teil 1-2 konservativ zu $\eta = 0,60$ angenommen werden.

Bemessungswerte der Materialeigenschaften

Für die Teilsicherheitsbewerte auf der Materialeite gelten andere Werte als bei der kalten Bemessung, da die Materialeigenschaften temperaturabhängig sind bzw. während einer außergewöhnlichen Bemessungssituation wie im Brandfall die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M zu 1,0 angenommen werden. Für den Tragfähigkeitsnachweis sind die Bemessungswerte der Festigkeit $f_{d,fi}$ und Steifigkeit $S_{d,fi}$ wie folgt:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{bzw.} \quad S_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{S_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad (G1-9)$$

mit

$k_{mod,fi}$	Modifikationsbeiwert für den Brandfall, siehe weiter unten
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften, $\gamma_{M,fi} = 1,0$
f_{20} bzw. S_{20}	20%-Quantilwerte einer Festigkeits- bzw. Steifigkeitseigenschaft bei Normaltemperatur

Die 20%-Quantilwerte werden über den Beiwert k_{fi} aus den charakteristischen Werten ermittelt:

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k \quad \text{bzw.} \quad S_{20} = k_{fi} \cdot S_{05} \quad (G1-10)$$

k_{fi} -Werte sind in Tabelle G1-3 angegeben und sind für die unterschiedlichen Baustoffe verschieden, da die Streuung für die einzelnen Baustoffe unterschiedlich ist (d. h. der 20%-Quantilwert liegt je nach Größe der Streuung eines Baustoffes mehr oder weniger weit weg vom 5%-Quantilwert).

Im Bemessungsfall Brand werden folglich nicht nur die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Materialeite herabgesetzt, es werden auch der Modifikationsbeiwert k_{mod} durch $k_{mod,fi}$ ersetzt und die 20%- statt der 5%-Quantilwerte der Baustoffeigenschaften herangezogen, da angenommen werden kann, dass der schwächste Querschnitt nicht gleichzeitig der am meisten durch den Brand beanspruchte ist.

Tabelle G1-3 Werte für k_{fi} , EC 5:2010 Teil 1-2.

Material	k_{fi}
Massivholz	1,25
Brettschichtholz, Holzwerkstoffe	1,15
Furnierschichtholz	1,1
Auf Abscheren beanspruchte Verbindungen aus Holz oder Holzwerkstoffen	1,15
Auf Abscheren beanspruchte Verbindungen mit außen liegenden Stahlblechen	1,05
Auf Herausziehen beanspruchte Verbindungsmittel	1,05

Beiwert $k_{mod,fi}$

Wie oben bereits erläutert, hängen die mechanischen Eigenschaften von Holz mehr oder weniger stark von der Temperatur ab, wobei die unterschiedlichen Festigkeiten unterschiedlich von der Temperatur beeinflusst werden. Die stärkste Abnahme ist für die Druckfestigkeit zu beobachten, während z. B. die Zugfestigkeit weniger von Temperatureinflüssen abhängt (siehe Bild G1-7 und Bild G1-8). Dieser Einfluss wird vom Beiwert $k_{mod,fi}$ erfasst. Der Wert von $k_{mod,fi}$ hängt von der Bemessungsmethode ab. Bei der Methode mit reduziertem Querschnitt wird $k_{mod,fi} = 1,0$ angenommen. Bei der Methode mit reduzierten Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften, die bei drei- oder vierseitigen Brandbeanspruchungen von Nadelholzquerschnitten sowie bei allseitiger Brandbeanspruchung von Rundholz aus Nadelholz angewendet werden kann, müssen andere Werte für $k_{mod,fi} \leq 1,0$ ermittelt werden, die die Reduzierung der mechanischen Eigenschaften des Baustoffes unter erhöhten Temperaturen berücksichtigen. (Weiteres siehe Abschnitt "Methode mit reduzierten Eigenschaften".)

G1.4 Berechnungsverfahren für Bauteile

EC 5 Teil 1-2 enthält zwei Verfahren der Brandbemessung von Bauteilen bzw. zur Ermittlung von Querschnittswerten im Brandfall:

- Vereinfachtes Verfahren: Methode mit reduzierten Querschnitten (reduced cross-section method, RCSM),
- Genaueres Verfahren: Methode mit reduzierten Eigenschaften (reduced properties method, RPM).

Neben diesen beiden Verfahren können auch komplexere Methoden angewendet werden, um die Abbrandtiefen zu berechnen (parametrische Brandbeanspruchung, EC 5 Teil 1-2 Anhang A) oder um mit den Parametern eines Bemessungsbrandes alle notwendigen Schritte einer Brandschutzbemessung rechnerisch zu erfassen (EC 5 Teil 1-2 Anhang B

und EC 1 Teil 1-2). Diese komplexen Methoden sind jedoch in den allermeisten Fällen nicht wirtschaftlich für den Tragwerksplaner, bieten jedoch Alternativen für Sonderbauwerke.

Methode mit reduzierten Querschnitten

Bei dieser Methode hängt die Feuerwiderstandsdauer eines Bauteils von der Tragfähigkeit des unverbrannten Restquerschnitts ab. In Bild Bild G1-13 ist dieser wirksame Querschnitt dargestellt, wobei gilt:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (G1-11)$$

mit

$d_{char,n}$ ideale Abbrandtiefe entsprechend Gleichung (G1-3)

$d_0 = 7 \text{ mm}$

k_0 siehe Tabelle G1-4

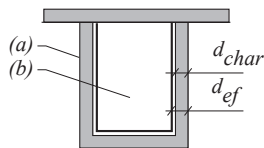


Bild G1-13 Wirksamer Querschnitt. (STEP 1995 Beitrag B17)

Die zusätzliche Schichtdicke $k_0 \cdot d_0$ berücksichtigt, dass das Holz nahe der Abbrandgrenze sehr hohe Temperaturen und dadurch nur noch geringe Festigkeit und Steifigkeit aufweist. Der tatsächliche Abbrand wird also noch um diese „Wärmeeinflusszone“ erhöht (a_0 in Bild G1-10).

Das Maß d_0 wurde folgendermaßen ermittelt:

Die Integration der Temperaturverteilung nach Bild G1-10 ergibt eine mittlere Temperatur von 80°C . Nimmt man eine mittlere Festigkeit bei 80°C von etwa 70% der Anfangsfestigkeit an und schließt daraus, dass 70% von a_0 eine von der Temperatur unbeeinflusste Holzfestigkeit aufweisen und 30% nicht mehr tragfähig sind, dann ergibt sich aus 30% von $a_0 = 25 \text{ mm}$ etwa $d_0 = 7 \text{ mm}$.

Der Beiwert k_0 entsprechend der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer t kann der Tabelle G1-4 entnommen werden. Mit den ermittelten Restquerschnitten können nun die für eine Bemessung notwendigen Querschnittswerte ermittelt werden.

Tabelle G1-4 Festlegung des Beiwerts k_0 .

Ungeschützte Oberflächen	$t < 20 \text{ min}$	$k_0 = t/20$
	$t \geq 20 \text{ min}$	$k_0 = 1,0$
Geschützte Oberflächen	$t_{ch} \leq 20 \text{ min}$	$k_0 = t/20$
	$t_{ch} > 20 \text{ min}$	k_0 steigt in $t = 0$ bis $t = t_{ch}$ linear von 0 bis 1
Zwischenraum von Deckenbalken und Wandstielen u. ä.:		
Bekleidung aus Holz, Holzwerkstoff oder Gipsplatten Typ A	$t = t_f$	$k_0 = 0,3$
	$t_f < t < t_f + 15 \text{ min}$	Lineare Interpolation von k_0 bis $k_0 = 1,0$
Bekleidung aus Gipsplatten Typ F	$t \geq t_{ch}$	$k_0 = 1,0$
	$t < t_{ch}$	k_0 steigt in $t = 0$ bis $t = t_{ch}$ linear von 0 bis 1

t_{ch} = der Beginn des Abbrandes wird durch eine schützende Bekleidung bis zum Zeitpunkt t_{ch} verzögert

t_f = Versagenszeitpunkt der Bekleidung

Methode mit reduzierten Eigenschaften

Dieses Verfahren leitet sich ebenfalls von den oben erwähnten Temperaturverteilungen ab. Die Tragfähigkeit wird wiederum für einen Restquerschnitt berechnet, wobei hier zusätzlich die mechanischen Eigenschaften des Restquerschnitts reduziert werden. Diese Methode ist im EC 5 Teil 1-2 bei drei- oder vierseitigen Brandbeanspruchungen von Nadelholzquerschnitten sowie bei allseitiger Brandbeanspruchung von Rundholz aus Nadelholz vorgesehen. Die Reduzierung der mechanischen Eigenschaften geschieht durch den Beiwert $k_{mod,fi}$, der abhängig von der Beanspruchung, vom Umfang p und der Fläche A_r des Restquerschnitts angegeben wird, siehe auch Bild G1-14:

$$\begin{aligned} \text{Zugfestigkeit und E-Modul: } k_{mod,fi} &= 1,0 - \frac{1}{330} \cdot \frac{p}{A_r} \\ \text{Biegefestigkeit: } k_{mod,fi} &= 1,0 - \frac{1}{200} \cdot \frac{p}{A_r} \\ \text{Druckfestigkeit: } k_{mod,fi} &= 1,0 - \frac{1}{125} \cdot \frac{p}{A_r} \end{aligned} \quad (G1-12)$$

mit

p Umfang des brandbeanspruchten Restquerschnitts in m

A_r Fläche des Restquerschnitts in m^2

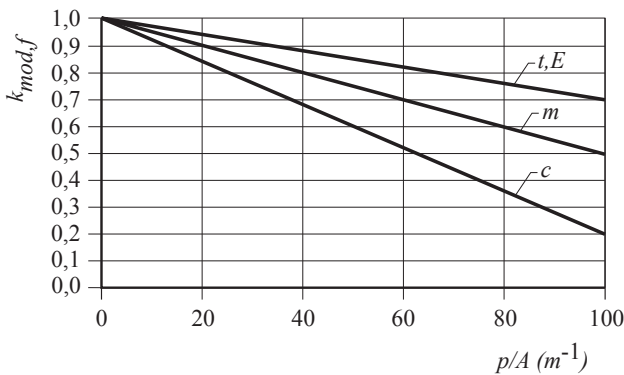


Bild G1-14 $k_{mod,fi}$ für Zug (t), Biegung (m), Druck (c) und Elastizitätsmodul (E). (STEP 1995 Beitrag B17)

Bild G1-14 und die Gleichungen (G1-12) zeigen, dass der Temperatureinfluss auf die mechanischen Eigenschaften je nach Eigenschaft unterschiedlich ist. Die Druckfestigkeit geht bei einer Erhöhung der Temperaturen am stärksten zurück.

Mit den nach den obigen Regeln ermittelten Querschnittswerten werden alle relevanten Tragfähigkeits- und Stabilitätsnachweise für die im Brandfall nachzuweisenden Bauteile geführt. Ein wichtiger Punkt, den es zu beachten gilt, ist der Anwendungsbereich der vorgestellten Berechnungsmethoden. Die beiden vereinfachten Methoden sind für Bauteile mit konstanten Querschnitten und homogenem Aufbau (d. h. kein kombiniertes Brettschichtholz) gültig. Kombiniertes Brettschichtholz oder Träger mit veränderlichen Querschnitten werden nicht explizit im EC 5 Teil 1-2 geregelt, hier sind zusätzliche Überlegungen erforderlich. Nachgiebig verbundene Bauteile sind hingegen geregelt; der Verschiebungsmodul K_{fi} kann über einen Umrechnungsfaktor aus K_u ermittelt werden.

G1.5 Berechnungsverfahren für Verbindungen

Metall hat eine wesentlich höhere Wärmeleitfähigkeit als Holz, kann deshalb sehr gut Wärme in das Innere von Bauteilen transportieren und die Streckgrenze nimmt bei zunehmenden Temperaturen sehr schnell ab, Bild G1-11. Daher sollten Verbindungsmittel aus Metall geschützt werden. Ein solcher Schutz kann bei Stabdübeln sehr einfach z. B. durch Holzstöpsel ausgeführt werden.

Ungeschützte Verbindungen mit Seitenteilen aus Holz

Unter der Voraussetzung einer ordnungsgemäßen Bemessung der Verbindungen und Verbindungsmittel nach EC 5 Teil 1-1 (Rand- und Zwischenabstände der Verbindungsmittel, etc.) weisen ungeschützte Verbindungen mit Seitenteilen aus Holz (also auch Stahl-Holz-Verbindungen mit innenliegendem Stahlblech) bei Einhaltung bestimmter Mindest-

dicken der Verbindungen und Seitenteile ohne weiteren Nachweis R15 (20) auf, also eine Feuerwiderstandsdauer von $t_{d,fi} = 15$ min. Eine höhere Feuerwiderstandsdauer für die genannten Verbindungen (nicht mit Bolzen und Verbindungsmittel nach EN 912), jedoch nicht mehr als R30, kann durch eine Vergrößerung der Bauteildicke und der End- und Randabstände um das Maß a_{fi} erreicht werden:

$$a_{fi} = \beta_n \cdot k_{flux} \cdot (t_{req} - t_{d,fi}) \quad (G1-13)$$

mit

β_n ideale Abbrandrate nach Tabelle G1-2

k_{flux} Koeffizient zur Berücksichtigung des erhöhten Wärmeflusses durch das metallene Verbindungsmittel, i. d. R. $k_{flux} = 1,5$

t_{req} erforderliche Feuerwiderstandsdauer

$t_{d,fi}$ Feuerwiderstandsdauer nach Tabelle G1-5

Tabelle G1-5 Feuerwiderstandsdauer ungeschützter Verbindungen mit Seitenteilen aus Holz.

Verbindungsmittel	Feuerwiderstandsdauer $t_{d,fi}$ in min	Einzuhaltendes Mindestmaß
Nägeln	15	$d \geq 2,8$ mm
Schrauben	15	$d \geq 3,5$ mm
Bolzen	15	$t_1 \geq 45$ mm
Stabdübel	20	$t_1 \geq 45$ mm
Verbindungsmittel entsprechend EN 912	15	$t_1 \geq 45$ mm

d = Durchmesser Verbindungsmittel; t_1 = Dicke des Seitenteils aus Holz

Methode der reduzierten Beanspruchungen

Mit dieser Methode sind höhere Feuerwiderstandsdauern ungeschützter Verbindungen erreichbar, ohne dass die Querschnitte mit dem Maß a_{fi} vergrößert werden müssen. Es lassen sich höchstens Feuerwiderstandsdauern von 40 min für Holz-Holz-Verbindungen mit Stabdübeln $d \geq 12$ mm mit den Querschnitten der kalten Bemessung erreichen. Durch eine Kombination der verschiedenen Methoden (Querschnittserhöhung, Schützen der Verbindungen und Methode der reduzierten Beanspruchungen) kann höchstens eine Feuerwiderstandsdauer von 60 min erreicht werden (Scheer und Peter, 2009).

Zusätzliche Regeln für Verbindungen mit innen liegenden Stahlblechen

Eine Feuerwiderstandsdauer von 30 oder 60 Minuten (R30 oder R60) einer Verbindung mit ungeschützten, nicht überstehenden Stahlblechen (Blechedicke ≥ 2 mm) wird erreicht, wenn die Breiten b_{st} der Stahlbleche nach Tabelle G1-6 eingehalten werden.

Tabelle G1-6 Abmessung b_{st} von Stahlblechen mit ungeschützten Rändern.

	ungeschützte Ränder	ein Rand oder zwei gegenüberliegende Ränder ungeschützt
R30	≥ 200 mm	≥ 120 mm
R60	≥ 280 mm	≥ 280 mm

Geschützte Verbindungen mit Seitenteilen aus Holz

Bei geschützten Verbindungen mit Seitenteilen aus Holz schützen die Bekleidung bzw. die Holzstöpsel die metallenen Verbindungsmittel. Falls Holzstöpsel verwendet werden, sollten diese mindestens die Dicke a_{fi} nach Gleichung (G1-13) besitzen. Bei der Verwendung einer Bekleidung muss gewährleistet werden, dass der Beginn des Abbrandes des geschützten Bauteils t_{ch} eine gewisse Zeitdauer nicht unterschreitet, die durch die Bekleidung garantiert werden muss. So gilt bei einer Bekleidung mit Holzwerkstoffen oder Gipsplatten des Typs A oder H:

$$t_{ch} \geq t_{req} - 0,5 \cdot t_{d,fi} \quad (G1-14)$$

und bei einer Bekleidung mit Gipsplatten des Typs F:

$$t_{ch} \geq t_{req} - 1,2 \cdot t_{d,fi} \quad (G1-15)$$

mit

t_{ch} Zeitdauer bis zum Beginn des Abbrandes, muss nicht identisch mit t_f sein, dem Zeitpunkt des Versagens der schützenden Bekleidung

t_{req} geforderte Feuerwiderstandsdauer

$t_{d,fi}$ Feuerwiderstandsdauer der ungeschützten Verbindung nach Tabelle G1-5

Feuerwiderstandsklassen größer als R30 können von geschützten Verbindungen vereinfacht durch die Erhöhung der End- und Randabstände um $2 \cdot a_{fi}$ nach Gleichung (G1-13) erreicht werden.

Verbindungen mit außen liegenden Stahlblechen

Ungeschützte Verbindungen

Für solche Verbindungen ist eine Brandschutzbemessung nach EC 3 Teil 1-2 notwendig.

Geschützte Verbindungen

Verbindungen sind dann als geschützt anzusehen, wenn die außenliegenden Stahlplatten vollständig mit einer Bekleidung aus Holz oder Holzwerkstoffen der Mindestdicke a_{fi} nach Gleichung (G1-13) mit $t_{d,fi} = 5$ min versehen sind.

Auf Herausziehen beanspruchte Schrauben

Im Fall einer Brandschutzbemessung von auf Herausziehen beanspruchten Schrauben wird der Bemessungswert der Ausziehtragfähigkeit nach EC 5 Teil 1-1 über einen Faktor η vermindert, der von den Randabständen der Schrauben sowie der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer abhängig ist.

G1.6 Literatur

H. Hartl, Originalbeiträge A13, B17, C19, STEP 1995.

Kollmann F.F.P und Coté W.A. (1968). Principles of wood science and technology. Volume I, Solid Wood. Springer Verlag, Berlin, 592 S.

Scheer C. und Peter M. (2009). Holz Brandschutz Handbuch. Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung, Ernst und Sohn Verlag, Berlin.

G2 Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchungen

Originalbeitrag: A. Ceccotti

Die Tragwerksbemessung in Erdbebengebieten laut EC 8 berücksichtigt zwei unterschiedliche Erdbebenbeanspruchungen. Bei einem leichten bis mäßigen Erdbeben mit einem Höchstwert der Grundbeschleunigung entsprechend einer Wiederkehrperiode von 95 Jahren (dies entspricht einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 10 Jahren) sollte das Tragwerk keine Schäden und auch keine übermäßigen Verformungen erleiden. Außerdem sollten Tragwerke ein schweres Erdbeben überstehen können, dessen Wiederkehrperiode 475 Jahre (Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren) beträgt. Im Fall des schweren Erdbebens muss ein Kollaps des Tragwerks verhindert werden, wobei größere Schäden in Kauf genommen werden. Während eines schweren Erdbebens wird das Tragwerk durch die entstehenden Schäden weicher, die Eigenfrequenz wird kleiner und die durch das Erdbeben zugeführte kinetische Energie wird dissipiert. Wegen der durch die Verringerung der Steifigkeit trägeren Reaktion auf die zyklischen Einwirkungen hat das Tragwerk genügend Zeit, vor dem Versagen seine Bewegungsrichtung umzukehren.

Die Fähigkeit eines Tragwerks oder von Tragwerksteilen zu plastischen Verformungen und damit zur Energiedissipation vor dem Erreichen der Tragfähigkeit trägt wesentlich dazu bei, dass die Einwirkungen im Erdbebenfall nicht zum Versagen des Tragwerks führen (Ceccotti, 1989). Holzkonstruktionen mit plastischen Verbindungen können einem schwereren Erdbeben widerstehen als entsprechende Konstruktionen mit steifen Verbindungen, die spröde versagen. Holzbauteile verhalten sich im Allgemeinen linear-elastisch unter zyklischer Beanspruchung, wobei das Versagen spröde erfolgt und meist von Wuchsunregelmäßigkeiten wie Ästen ausgeht. Außer bei Druckbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung wird im Holz dabei nur sehr wenig Energie dissipiert. Dasselbe gilt für Klebeverbindungen, deren Verhalten ebenfalls als linear-elastisch und spröde bezeichnet werden kann und die damit ebenso wenig zur Energiedissipation in einer Holzkonstruktion beitragen. Holzkonstruktionen aus geklebten Bauteilen oder Verbindungen müssen daher als nicht dissipativ, d. h. als linear-elastisch bis zum Versagen angesehen werden; sie gehören also in eine niedrige Klasse der Energiedissipation.

Die Fähigkeit zur Energiedissipation durch plastische Verformungen kann jedoch durch mechanische Verbindungen erreicht werden, die sich im Gegensatz zur steifen Klebeverbindung nachgiebig verhalten. Gut detaillierte Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln zeigen im Allgemeinen vor dem Erreichen der Tragfähigkeit ein ausgespro-

chen plastisches Verhalten. Dieses plastische Verhalten der Verbindungen kann beim Nachweis des Tragwerks berücksichtigt werden, indem es in eine Klasse eingeteilt wird, die seine Fähigkeit zur Energiedissipation berücksichtigt. Je zäher oder duktiler sich die Verbindungen vor dem Erreichen der Traglast verhalten, umso größer ist die Widerstandsfähigkeit gegen Erdbebeneinwirkungen.

Erreicht ein Tragwerk unter der Einwirkung eines Erdbebens mit dem Höchstwert der Grundbeschleunigung a_y gerade die Elastizitätsgrenze, so kann es auch einem q -fach stärkeren Erdbeben mit der Grundbeschleunigung a_u ohne Kollaps widerstehen. Der Größtwert der Grundbeschleunigung des stärkeren Erdbebens ist $a_u = q \cdot a_y$. Die Werte für a_u entsprechen den seismischen Einwirkungen, die für Tragwerke anzusetzen sind und sind abhängig vom Tragwerksstandort in Normen festgelegt. In EC 8 wird der Beiwert q "Beiwert zur Reduzierung seismischer Einwirkungen" bzw. "Verhaltensbeiwert" genannt. Die oben erwähnten Klassen der Energiedissipation werden durch den Wert des Verhaltensbeiwerts q gekennzeichnet.

Für die Bemessung genügt damit der Nachweis, dass ein Tragwerk unter der Einwirkung eines Erdbebens mit einer Grundbeschleunigung von höchstens a_y noch im elastischen Bereich bleibt. Die Fähigkeit der Konstruktion, q -fach stärkeren Erdbeben, wenn auch beschädigt, zu widerstehen, wird damit implizit berücksichtigt. Für Tragwerke, die linear-elastisch bis zum Bruch bleiben, ist $q = 1,5$. Der Wert von $q = 1,5$ berücksichtigt die Überfestigkeit (*overstrength*), die Tragwerke unter einer dynamischen Last im Gegensatz zu einer statischen Last aufweisen. Größere Werte für q bedeuten eine Verringerung der Rechenwerte der seismischen Einwirkungen, die allerdings eine ausreichende Zähigkeit (= Duktilität) und Energiedissipation erfordern. Ist ein zähes Verhalten nicht gewährleistet, sollte das Tragwerk mit $q = 1,5$ bemessen werden.

Obwohl $q = 1,5$ nur für Tragwerke wie z. B. Dreigelenkrahmen mit geklebten Rahmen-ecken anzunehmen ist, die über keine nennenswerte Fähigkeit zur Energiedissipation verfügen, ist es manchmal sinnvoll, auch solche Tragwerke mit $q = 1,5$ zu bemessen, die sich vor dem Versagen plastisch verhalten. Dies kann z. B. dann der Fall sein, wenn außer dem Erdbeben eine weitere veränderliche Einwirkung zu berücksichtigen ist. Ist für eine vergleichsweise leichte Konstruktion der Lastfall Eigengewicht plus Schnee maßgebend, dann ist es durchaus möglich, dass alle Nachweise auch dann eingehalten sind, wenn die Erdbebenbeanspruchung mit $q = 1,5$ berücksichtigt wird, da Schnee und Erdbeben häufig nicht gleichzeitig mit ihren charakteristischen Werten anzusetzen sind. Das Ansetzen von $q = 1,5$ erspart dem Tragwerksplaner in diesem Fall die Berücksichtigung besonderer Detaillierungsregeln bzw. macht Versuche zur Feststellung der Zähigkeit überflüssig.

Abgesehen von den beschriebenen Fällen mit besonderen Lastkombinationen kann die Berücksichtigung des Verhaltensbeiwerts q für die Wirtschaftlichkeit von Tragwerken in Erdbebengebieten entscheidend sein. Bei der Verwendung eines Wertes $q > 1,5$ ist eine ausreichende Zähigkeit der mechanischen Verbindungen nachzuweisen. Dies kann ent-

weder durch entsprechende Versuche oder bei Verbindungsarten mit einem bekannt plastischen Verhalten über das Einhalten der im Folgenden angegebenen Detaillierungsregeln erfolgen.

G2.1 Zähigkeit (Duktilität)

Werden ausreichend große Abstände der Verbindungsmittel untereinander und von den Rändern eingehalten, zeigen mechanische Holzverbindungen im Gegensatz zu geklebten Verbindungen ein zähes, plastisches Verhalten beim Versagen. Das plastische Verhalten wird sowohl durch plastische Lochleibungsverformungen des Holzes unter den Verbindungsmitteln als auch durch das plastische Verhalten der metallischen Verbindungsmittel unter Biegebeanspruchung verursacht (siehe Beitrag E2). Die Last-Verschiebungs-Kurve einer Verbindung unter statischer Beanspruchung zeigt zunächst einen steilen Anstieg (siehe Bild G2-1 (a), Bereich I). Sobald sich entweder der Stahl oder das Holz unter einer Lochleibungsspannung nicht mehr elastisch verhalten, flacht die Last-Verschiebungs-Kurve ab, bis schließlich ein horizontaler Bereich erkennbar wird, der als Fließgrenze die Tragfähigkeit der Verbindung angibt (siehe Bild G2-1 (a), Bereich II). Danach nimmt die Last bei weiter zunehmender Verformung ab (siehe Bild G2-1 (a), Bereich III). In diesem Bereich hat die Verbindung bereits wegen Spaltens des Holzes, Herausziehen oder Bruch des Verbindungsmittels versagt. Dieser Teil der Last-Verschiebungs-Kurve kann nur dann aufgezeichnet werden, wenn der Versuch verformungssteuert durchgeführt wird.

Die Definition der Zähigkeit D_s ist in Bild G2-1 angegeben, wobei zwei Fälle unterschieden werden. Im ersten Fall (a) kann die Last-Verschiebungs-Kurve durch zwei Geraden angenähert werden, im zweiten Fall (b) ist die Kurve vollständig nichtlinear. Im Fall (b) wurde das Verhältnis der Steigungen der beiden Bereiche zu $1/6$ festgelegt. Diese Festlegung erlaubt die objektive und vergleichbare Bestimmung der Fließverformung v_y und damit der Zähigkeit, der sogenannten statischen Duktilität D_s , zu v_u/v_y . Auch wenn die Tragfähigkeit der Verbindung erreicht ist, kann diese noch einen Teil der Höchstlast tragen. Bei abnehmender Last darf zur Bestimmung der Zähigkeit v_u/v_y diejenige Verformung als Versagensverformung v_u angesehen werden, die einer Last von mindestens 80% der Höchstlast entspricht.

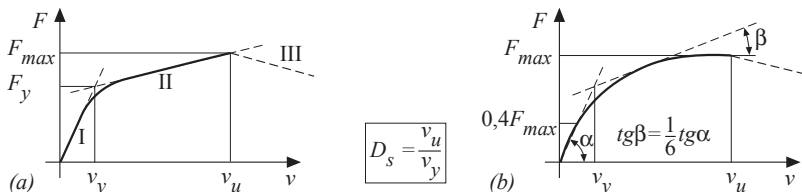


Bild G2-1 Bestimmung der Zähigkeit unter statischer Beanspruchung bei unterschiedlichem Verlauf der Last-Verschiebungs-Kurven. (STEP 1995 Beitrag C17)

G2.2 Verhalten und Energiedissipation unter zyklischer Beanspruchung

Die in Bild G2-1 dargestellten Fälle beschreiben das Verhalten unter monoton ansteigender, statischer Beanspruchung. Im Folgenden wird das Verhalten unter Erdbebenbeanspruchung untersucht, wenn sich die Richtung der Beanspruchung innerhalb kurzer Zeit ändert. Hierzu wird eine Nagelverbindung betrachtet, die durch eine quasi-statische Last mit wechselnder Richtung beansprucht wird (siehe Bild G2-2 (b)). Beim ersten Überschreiten der Elastizitätsgrenze wird das Holz unter dem Nagel zusammengedrückt. Dies führt zu einem Hohlraum, innerhalb dessen der Nagel nach dem Entlasten und Belasten in der entgegengesetzten Richtung nicht mehr am Holz anliegt und damit auch nicht vom Holz gestützt wird, solange die bisher erreichten Verformungen nicht überschritten werden. Die verbleibende Tragfähigkeit beruht damit auf der Wirkung des Nagels als Biegeträger über den Hohlraum hinweg. Sobald die bisher erreichte größte Verschiebung überschritten wird, liegt der Nagel wiederum am Holz an und die Last-Verschiebungs-Kurve folgt wieder der Hüllkurve, die sich bei monoton steigender statischer Belastung ergeben hätte. Ein eventuelles Herausziehen des Nagels während der Lastwechsel (siehe Bild G2-2 (b)) kann allerdings zu einer Verringerung der aufnehmbaren Last führen.

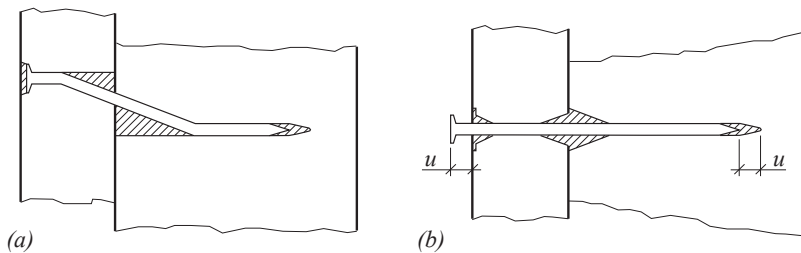


Bild G2-2 Durch zyklische Beanspruchung und plastische Verformungen verursachte Hohlräume im Holz bzw. Sperrholz einer Nagelverbindung. (STEP 1995 Beitrag C17)

Die sich aus dem dargestellten Verhalten ergebenden typischen Hystereseschleifen sind für geringe, mäßige sowie große Verformungen in Bild G2-3 dargestellt. Die Form der Hystereseschleifen unterscheidet sich dabei deutlich von derjenigen, die sich für ein elastisch-plastisches Material wie z. B. Baustahl ergibt. Bei einem elastisch-plastischen Verhalten ist die Kraft, die notwendig ist, um plastische Verformungen wieder rückgängig zu machen, genau so groß wie die Kraft, um diese Verformungen zunächst zu verursachen (siehe Bild G2-4 (c)). Bei mechanischen Holzverbindungen treten wegen der durch das Zusammendrücken des Holzes entstehenden Hohlräume kaum Hystereseschleifen im zweiten und vierten Quadranten auf, was zu einer engeren "eingedrückten" Form der Schleifen führt (*pinching*).

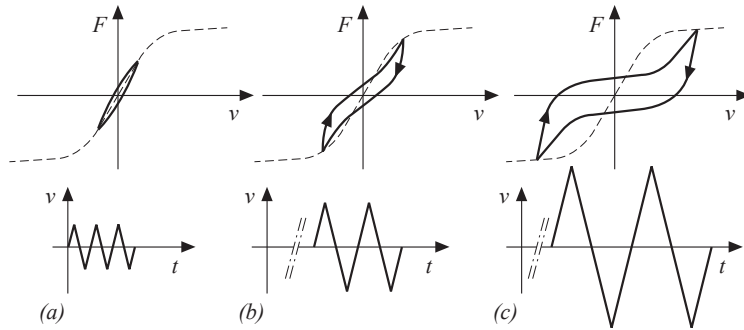


Bild G2-3 Last-Verschiebungs-Hysteresen von Stabdübelverbindungen bei unterschiedlichen Laststufen. (STEP 1995 Beitrag C17)

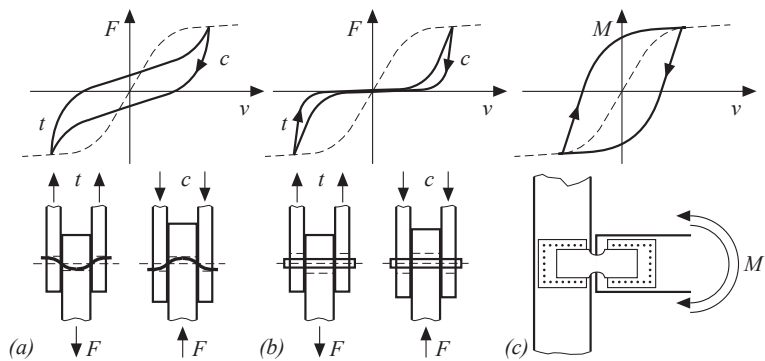


Bild G2-4 Unterschiedliches Energiedissipationsverhalten verschiedener Verbindungen. t bedeutet Zugbeanspruchung, c Druckbeanspruchung. (STEP 1995 Beitrag C17)

Bild G2-4 (a) zeigt Last-Verschiebungs-Hysteresen einer Stabdübelverbindung mit dünnen Stabdübeln, bei der sowohl die Lochleibungsverformungen des Holzes als auch die plastischen Biegeverformungen der Stabdübel zur Energiedissipation beitragen. Bei gedrungeneren Stabdübeln werden diese nicht plastisch verformt und die Energiedissipation beruht allein auf der plastischen Lochleibungsverformung des Holzes. Bild G2-4 (b) zeigt die entsprechenden Last-Verschiebungs-Kurven unter zyklischer Beanspruchung. Im Allgemeinen stimmt die Hüllkurve bei zyklischer Belastung mit der Last-Verschiebungs-Kurve unter statischer Belastung überein. Das Last-Verschiebungs-Verhalten wird damit als unabhängig von der Belastungsgeschichte angenommen. Unterschiede von mehr als etwa 10% sind lediglich dann zu beobachten, wenn sich die Anordnung der Verbindungsmittel in der Verbindung ändert, z. B. durch Herausziehen oder durch den Bruch spröder Verbindungsmittel auf Grund von Ermüdungserscheinungen. Anders als bei Mauerwerks- oder Betonkonstruktionen treten solche Ermüdungsbrüche unter einer geringen Anzahl von Lastwechseln bei üblichen Holzverbindungen allerdings selten auf.

Eine Ausnahme bilden Nagelplattenverbindungen, bei denen das Versagen unter zyklischer Beanspruchung oft durch das plötzliche Herausziehen der Nägel aus dem Holz oder durch einen spröden Bruch der Nagelplatte selbst verursacht wird. Andere Beispiele für den traglastmindernden Einfluss der zyklischen Belastung sind Verbindungen mit Stahlblechformteilen, bei denen die Gefahr des Herausziehens der Nägel besteht oder Verbindungen mit spröden Beplankungen im Holztafelbau, bei denen die zyklischen Lochleibungsbeanspruchungen in den Platten zum Herausbrechen von Material führen können, wodurch die Tragfähigkeit deutlich verringert wird.

Um vergleichbare Aussagen über das Verhalten von Holzverbindungen unter zyklischer Beanspruchung zu erhalten, wurde eine CEN-Prüfnorm erarbeitet, die ein einfaches Verfahren zur Bestimmung der Last-Verschiebungs-Hysteresen angibt. Die Versuche sollen quasi-statisch und verformungsgesteuert durchgeführt werden. Die Verschiebungen werden stufenweise erhöht, wobei für jede Stufe die Hysterese dreifach durchfahren wird, Bild G2-5. Der eventuelle Unterschied zwischen der im ersten und dritten Durchgang erreichten Last ist dann ein Maß für den möglichen Tragfähigkeitsverlust unter zyklischer Beanspruchung (siehe Bild G2-6).

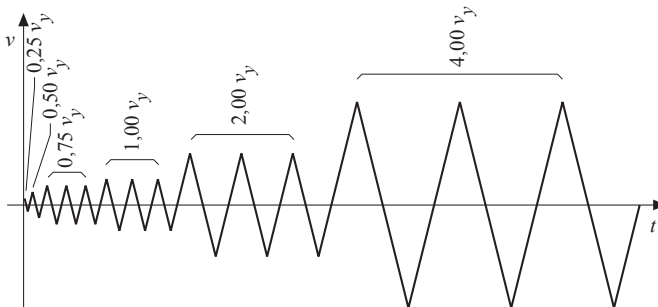


Bild G2-5 Prüfverfahren für Holzverbindungen unter zyklischer Beanspruchung, EN 12512. (STEP 1995 Beitrag C17)

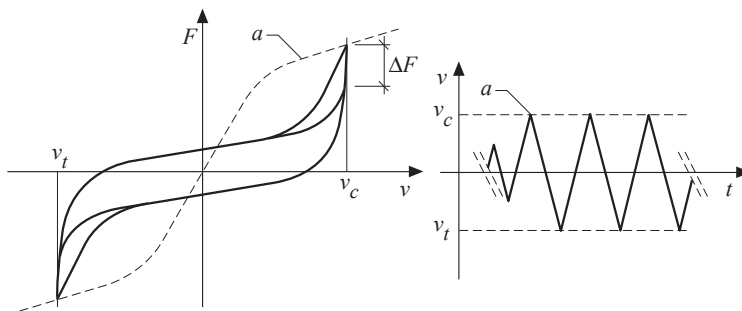


Bild G2-6 Tragfähigkeitsverlust ΔF zwischen der ersten (a) und der dritten Belastung bei derselben Verschiebung. (STEP 1995 Beitrag C17)

Die Größe ΔF in Bild G2-6 verdeutlicht den Tragfähigkeitsverlust zwischen der Hüllkurve, die der Erstbelastung entspricht, und der dritten Belastung bei derselben Verschiebung.

Die in einem Zyklus durch plastische Verformungen dissipierte Energie ist als schraffierte Fläche E_d in Bild G2-7 angegeben. Das Verhältnis zwischen der dissipierten Energie E_d und der potentiellen Energie E_p wird als äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß ν_{eq} bezeichnet. Mit zunehmender Verformung nimmt die in einer Hystereseschleife dissipierte Energie E_d zu, wobei ν_{eq} etwa gleich bleibt. Für gut detaillierte Stabdübelverbindungen und für genagelte Sperrholz-Holz-Verbindungen im Holztafelbau können Werte von etwa 8% bis 10% für ν_{eq} erreicht werden.

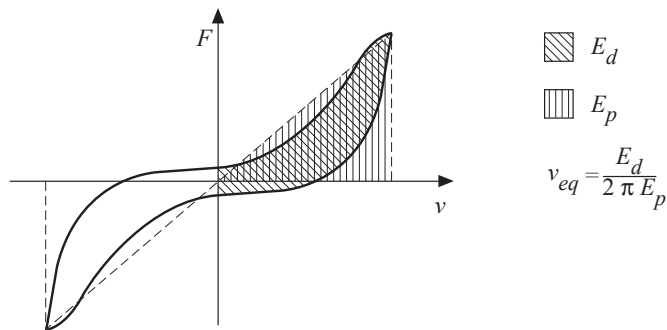


Bild G2-7 Energiedissipation durch plastische Verformungen. (STEP 1995 Beitrag C17)

Solange die Verbindungen im elastischen Bereich bleiben, ist das äquivalente hysteretische Dämpfungsmaß ν_{eq} gleich Null (siehe Bild G2-3 (a)). Dennoch wird auch im elastischen Bereich bei zyklischer Beanspruchung ein gewisses Maß an Energie dissipiert. Das viskose Dämpfungsmaß des Baustoffes Holz selbst liegt in der Größenordnung von nur 1%. Durch Reibung zwischen Bauteilen oder Querdruck, besonders bei Konstruktionen mit zahlreichen nichttragenden Bauteilen wie z. B. im Holztafelbau, erreicht das Dämpfungsmaß aber auch im elastischen Bereich Werte von etwa 5%. Daher wird auch bei Berechnungen im elastischen Bereich oft ein viskoses Dämpfungsmaß von 5% angenommen.

G2.3 Verhalten verschiedener Verbindungsarten

Ein günstiges Verhalten mechanischer Holzverbindungen unter zyklischer Beanspruchung ist gekennzeichnet durch ein hohes Maß an Zähigkeit, Unempfindlichkeit gegenüber wiederholter Belastung und der Fähigkeit, Energie durch plastische Verformungen zu dissipieren. Vorzeitiges Versagen durch Aufspalten des Holzes kann durch ausreichend große Abstände der Verbindungsmittel untereinander und vom Rand vermieden werden.

EC 5 gibt Mindestwerte für Verbindungsmittelabstände an, die so gewählt wurden, dass ein Aufspalten des Holzes unter statischer Beanspruchung vermieden werden sollte. Es gibt zwar keine Hinweise darauf, dass zyklische Beanspruchungen ein Aufspalten des Holzes begünstigen, größere Verbindungsmittelabstände als die in EC 5 angegebenen Mindestabstände können jedoch die Neigung zum Spalten weiter verringern und erhöhen damit die Zähigkeit der Verbindung.

Ein Aufspalten des Holzes kann auch durch Aufkleben von Holzwerkstoffplatten wie Sperrholz oder Kunstharzpressholz oder durch Eindrehen von Vollgewindeschrauben im Verbindungsbereich unterbunden werden. Diese Maßnahmen verhindern nicht nur das Spalten, sondern erhöhen auch die Tragfähigkeit durch die in der Regel höhere Lochleibungsfestigkeit des Verstärkungsmaterials. Bei der Verwendung stiftförmiger Verbindungsmittel können auf diese Weise regelrechte Fließgelenke im Tragwerk entstehen.

Eine Verbesserung der Energiedissipationseigenschaften einer Holzverbindung mit mechanischen Verbindungsmitteln kann auch durch die Verwendung schlankerer Stifte erreicht werden. Der Schlankheitsgrad ist hier definiert als das Verhältnis von Holzdicke zum Stiftdurchmesser. Im Gegensatz zu gedrungenen Stiften, die sich nicht plastisch verformen, bilden sich in schlanken Stiften Fließgelenke, die Energie durch plastische Verformungen dissipieren. Außerdem wirkt die Verwendung von schlanken Stiften ebenfalls der Spaltgefahr entgegen (siehe Bild G2-4).

Ein Tragfähigkeitsverlust durch zyklische Beanspruchung kann weitgehend verhindert werden, indem schlanke Stifte mit einem hohen Auszieh Widerstand verwendet werden, die aus Stahl mit großer Verformungskapazität bestehen. Außerdem sollten Verbindungen zwischen Holz und spröden Materialien nicht zur Energiedissipation herangezogen werden. Im Allgemeinen kann das Verhalten der gebräuchlichen Verbindungsmittel im Hinblick auf ihr Verhalten unter zyklischer Beanspruchung wie folgt beschrieben werden (siehe auch Beitrag G3 für Hinweise zur Detaillierung).

Stiftförmige Verbindungsmittel

Nägeln, Klammern und Schrauben zeigen im Allgemeinen ein ausgeprägt plastisches Verhalten in mechanischen Holzverbindungen. Wegen eines möglichen Herausziehens während einer wiederholten Belastung sollte die Länge der Stifte größer als für eine Verbindung unter statischer Last gewählt werden. Glattschaftige Nägel sollten aus diesem Grund nicht für tragende Verbindungen in Erdbebengebieten verwendet werden. Ein Schlankheitsgrad von mehr als 8 gewährleistet in der Regel bereits ein zähes Verhalten unter Erdbebenbeanspruchung (siehe Bild G2-8). Wie Versuche mit genagelten Wandscheiben zeigen (Yasumura, 1988), werden ein hohes Maß an Zähigkeit und günstige Energiedissipationseigenschaften in Nagelverbindungen zwischen Sperrholz und Holz im Holzrahmenbau bereits bei einem Schlankheitsgrad von vier im Sperrholz erreicht (siehe Bild G2-9).

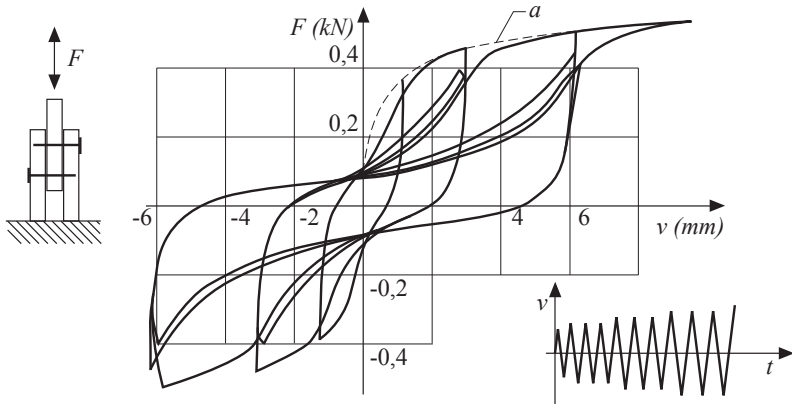


Bild G2-8 Typisches Verhalten einer Nagelverbindung unter wiederholter Belastung (Schlankheitsgrad der Nägel = 8,5). (STEP 1995 Beitrag C17)

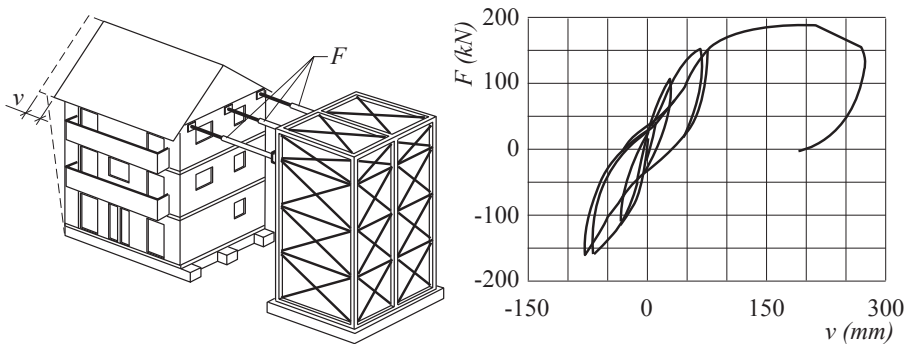


Bild G2-9 Zähes Verhalten eines Holztafelbaus mit Sperrholzbeplankung. (STEP 1995 Beitrag C17)

Auch Stabdübelverbindungen mit Schlankheitsgraden von mindestens 8 zeigen ein zähes Verhalten unter zyklischer Beanspruchung mit plastischen Verformungen der Stabdübel selbst sowie des Holzes unter Lochleibungsbeanspruchung. In diesem Fall wird der Versagensmechanismus 3 entsprechend Beitrag E2 maßgebend, der durch das Auftreten von zwei Fließgelenken pro Scherfuge gekennzeichnet ist. Verbindungen mit gedrunenen Stabdübeln, bei denen sich Versagensmechanismus 1 einstellt, zeigen wegen der plastischen Lochleibungsverformungen des Holzes zwar ebenfalls ein plastisches Verhalten, die Fähigkeit zur Energiedissipation ist wegen der fehlenden plastischen Verformung der Stifte jedoch geringer (Bild G2-4 (b)). Verbindungen mit gedrunenen Stabdübeln neigen außerdem eher zum Aufspalten, so dass hier besonders auf ausreichende Rand- und Zwischenabstände zu achten ist. Sollen Stabdübelverbindungen mit Schlankheitsgraden von weniger als 8 verwendet werden, sind Versuche zur Quantifizierung ihrer Zähigkeit notwendig.

Die Lastverteilung in Bolzenverbindungen ist u. a. wegen der übergroßen Bohrlöcher stets ungleichmäßig. Dadurch können einzelne Bolzen in der Verbindung so überlastet werden, dass sie ein Aufspalten des Holzes verursachen und damit eine Umverteilung hin zu einer gleichmäßigeren Bolzenbelastung verhindert wird. Bolzenverbindungen in Erdbebengebieten sind daher nur dann zu empfehlen, wenn schlanke Bolzen verwendet werden und die Verbindungen sorgfältig hergestellt werden.

Dübel besonderer Bauart und Nagelplatten

Einlassdübel sind wegen des im Allgemeinen spröden Versagens (siehe Beitrag E6), das bei Zugverbindungen durch Abscheren des Vorholzes erfolgt, nicht zur Energiedissipation in erdbebengefährdeten Konstruktionen geeignet. Im Gegensatz dazu zeigen Einpressdübel ein plastisches Verhalten beim Erreichen der Tragfähigkeit. Voraussetzung sind allerdings ausreichende Rand- und Zwischenabstände, die ein Lochleibungsversagen unter dem Bolzen und den Dübelzähnen gewährleisten und ein Aufspalten des Holzes verhindern. Obwohl Last-Verschiebungs-Kurven von Nagelplattenverbindungen oft ein gewisses Maß an plastischen Verformungen zeigen, sollten wegen der Möglichkeit des möglichen Versagens der Nagelplatte und des Herausziehens der Nägel unter wiederholter Belastung Versuche mit Verbindungen durchgeführt werden, bevor die Duktilität der Verbindungen bei der Bemessung für Erdbebenbeanspruchung in Ansatz gebracht wird.

G2.4 Verhalten mechanischer Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung

Die bisherigen Betrachtungen behandelten das Verhalten mechanischer Verbindungen unter quasi-statischer, regelmäßig wechselnder Beanspruchung. Bei wirklichen Erdbeben unterscheidet sich jedoch sowohl die Frequenz als auch die Belastungsfolge von derjenigen bei den oben beschriebenen Versuchen. Da diese beiden Größen für jedes Erdbeben verschieden sind und daher nicht vorhergesagt werden können, kann durch die Versuche zwar das exakte Verhalten unter einem Erdbeben nicht simuliert werden, jedoch können wichtige Aussagen zum grundsätzlichen Verhalten bei seismischer Beanspruchung gemacht werden. Da die Steifigkeit und Tragfähigkeit von Holz und Holzverbindungen mit abnehmender Lasteinwirkungsdauer ansteigt, kann davon ausgegangen werden, dass Verbindungen unter seismischer Beanspruchung eine höhere Tragfähigkeit und Steifigkeit als beim quasi-statischen Versuch aufweisen. Auch für die Zähigkeit kann unter Erdbebenbeanspruchung derselbe Wert angenommen werden wie er bei den Versuchen ermittelt wurde. Quasi-statische Versuche reichen also aus, die für das Verhalten unter seismischer Beanspruchung wichtigen Parameter genügend genau zu bestimmen. Ist die Form der Hystereseschleifen der Verbindung unter zyklischer Belastung bekannt, kann die Tragfähigkeit der Konstruktion mit Hilfe eines Rechenprogramms unter Berücksichti-

gung des nichtlinearen Verhaltens für beliebige Erdbebenbeanspruchungen berechnet werden (RILEM, 1994). Da die Beanspruchungszyklen aus wirklichen Erdbeben im Gegensatz zu den quasi-statischen Versuchen völlig unregelmäßig auftreten, ist die Anzahl von Zyklen, bei denen die Verformung sich dem Größtwert nähert, im Allgemeinen klein, während zahlreiche Lastwechsel mit vergleichsweise geringer Verformung auftreten. Bild G2-10 zeigt als Ergebnis einer nichtlinearen Berechnung beispielhaft den Moment-Verdrehungs-Verlauf der Stabdübelverbindung einer Rahmenecke unter der Einwirkung des El Centro Erdbebens, dessen Beschleunigungswerte für diese Berechnung um 50% erhöht wurden.

Werden bei der Bemessung von Tragwerken die Einwirkungen aus Erdbeben durch Division durch den Verhaltensfaktor q reduziert und damit die Fähigkeit zur Energiedissipation berücksichtigt, ist es von großer Bedeutung, dass diejenigen Verbindungen, in denen eine Energiedissipation stattfinden soll, sich plastisch verformen können, bevor angeschlossene Holzbauteile oder weitere Verbindungen wie z.B. Verankerungen in Betonbauteilen versagen. Holzbauteile oder weitere Verbindungen dürfen daher erst unter höheren Einwirkungen versagen als diejenigen Verbindungen, die als dissipative Zonen dienen sollen. Die höhere Tragfähigkeit der Bauteile und übrigen Verbindungen verhindert dann ein sprödes Versagen vor dem Erreichen plastischer Verformungen in den dissipativen Verbindungen.

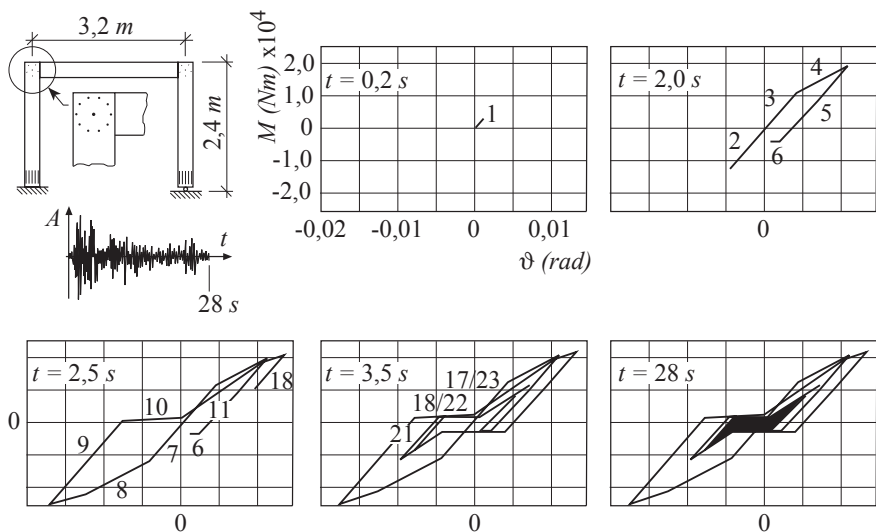


Bild G2-10 Moment-Verdrehungs-Verlauf einer Rahmenecke unter der Einwirkung des El Centro Erdbebens. (STEP 1995 Beitrag C17)

G2.5 Literatur

A. Ceccotti, Originalbeitrag C17, STEP 1995.

Ceccotti A. (Hrsg.) (1989). Structural Behaviour of Timber Constructions in Seismic Zones. CEC DG III - University of Florence Workshop.

RILEM TC 109 TSA (1994). Timber structures in seismic regions: RILEM State-of-the-Art Report, Material and Structures 27:157-184.

Yasumura M. (1988). Experiment on a three-storied wooden frame building subjected to horizontal load. International Timber Engineering Conference, Seattle, pp. 262-275.

G3 Erdbebentaugliche Konstruktionsdetails

Originalbeitrag: A. Ceccotti, P. Toulaitos

Beim Entwurf von Bauwerken in erdbebengefährdeten Gebieten wird der Bemessung tragender Bauteile besondere Bedeutung zugemessen: die entsprechenden Regeln in den Vorschriften nehmen meist einen großen Raum ein. Der Tragwerksplaner muss sich dennoch deutlich machen, dass die genaue Befolgung der angegebenen Bemessungsregeln allein noch nicht zu einer erdbebensicheren Konstruktion führt. Für eine sichere Konstruktion sind die Anordnung der Bauteile und die Konstruktionsdetails ebenso wichtig. Wie die Erfahrung zeigt, kann für kleine Bauwerke, die im Grundriss und in der Ansicht regelmäßig aufgebaut sind, die Beachtung einiger Mindestabmessungen der Bauteile und Detaillierungsregeln von Verbindungen sogar ausreichen, eine erdbebensichere Konstruktion ohne Berechnung zu erreichen. Ferner wirken sich nichttragende Bauteile wie leichte Trennwände oder Bodenaufbauten über Reibungseinflüsse auf die Dämpfung und damit auf das gesamte dynamische Verhalten der Konstruktion aus. Dieser Effekt ist nur in Ausnahmefällen quantifizierbar, wirkt sich jedoch meist günstig aus, da zusätzliche Energie dissipiert wird. In vielen Ländern enthalten Vorschriften für das Bauen in Erdbebengebieten daher Angaben über Mindestabmessungen und sonstige Anforderungen mit entsprechenden Beispielen, die einen Nachweis für kleinere Bauwerke überflüssig machen.

In EC 8 wurde diese Möglichkeit wegen der traditionell unterschiedlichen Bauweisen in den europäischen Ländern nicht aufgenommen. Aus den folgenden Gründen enthält der EC 8 zusätzlich zu den Rechenregeln dennoch eine Reihe von Empfehlungen für Konstruktionsdetails. Die Befolgung bestimmter Details ist notwendig,

- um die Gültigkeit der Rechenregeln zu gewährleisten, die auf bestimmten Annahmen über die Ausführung basieren,
- um sicherzustellen, dass das angenommene Zähigkeitsniveau gewährleistet ist und dass damit die Wahl des richtigen Verhaltensfaktors q für die Berechnung der Trägheitskräfte erfolgt. Ein Beispiel dafür sind Detaillierungsregeln für mechanische Verbindungen, die ein plastisches Verhalten vor dem Erreichen der Höchstlast aufweisen sollen.

EC 8 schränkt jedoch die Freiheit des Tragwerksplaners beim Entwurf von Holzkonstruktionen keineswegs ein. Grundsätzlich kann jede Art einer Holzverbindung verwendet werden, falls sie bestimmte Anforderungen an die Zähigkeit erfüllt, was durch Versuche

nachzuweisen ist (siehe Beitrag G2). In den meisten Fällen ist die Anwendung weniger Regeln für die Details allerdings ausreichend und Versuche somit nicht erforderlich. Das Einhalten vielfältiger Detaillierungsregeln allein führt in den meisten Fällen jedoch noch nicht zu einem zufriedenstellenden Entwurf. Eine Liste mit möglichen Details könnte auch niemals alle vorkommenden Fälle abdecken. Daher ist es sehr wichtig, die Bedeutung der Detailempfehlungen zu verstehen und sie sinngemäß anzuwenden. In diesem Beitrag werden deswegen in allgemeiner Form wichtige Details einer erdbebengefährdeten Holzkonstruktion angesprochen. Der Tragwerksplaner muss die hier dargestellten Lösungen dann auf den einzelnen Fall übertragen.

G3.1 Zusammenwirken des gesamten Tragwerks

Eine Erdbebenbeanspruchung kann als eine horizontale Einwirkung angesehen werden, die im Gegensatz zu vertikalen Lasten, die nur einen vergleichsweise kleinen Teil des Tragwerks beeinflussen, zu Beanspruchungen im ganzen Tragwerk führt (siehe Bild G3-1). Obwohl dasselbe auch für eine Windbeanspruchung gilt, sind bei den in Europa vorkommenden Windlasten oft die Erdbebenlasten, insbesondere bei schwereren Konstruktionen, maßgebend (Ceccotti und Larsen, 1989).

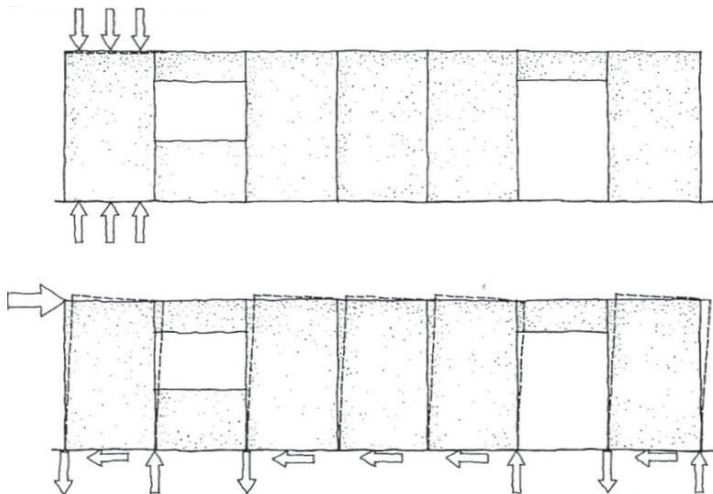


Bild G3-1 Unterschiedliches Ausmaß der Beanspruchung der Konstruktion bei vertikalen bzw. horizontalen Lasten. (STEP 1995 Beitrag D10)

Die durchgängige Verbindung der verschiedenen Bauteile und ihre Beanspruchbarkeit in verschiedenen Richtungen (z. B. Zug und Druck) ist daher für ein günstiges Verhalten im Erdbebenfall eine wichtige Voraussetzung. Für aussteifende Wände in Holzrahmenbauten gilt, dass die einzelnen Tafeln miteinander verbunden sein müssen, um möglichst

viele dissipative Bereiche zu aktivieren und um zu einer effektiven Gesamtwirkung des Tragwerks beizutragen. Bild G3-2 zeigt die wichtigsten notwendigen Details und Lösungsbeispiele, um ein Zusammenwirken des gesamten Tragwerks zu erreichen. Zunächst sind Decken immer als wirksame Scheiben auszubilden. In der Deckenebene muss dazu ein Ringbalken angeordnet werden, der als Zugband wirkt, wenn die Deckenscheibe in ihrer Ebene belastet wird (Bild G3-2b). An den Ecken der Deckenscheibe kann die Kraftübertragung durch einen engeren Verbindungsmittelabstand zwischen Beplankung und Ringbalken gewährleistet werden (Bild G3-2a), wobei darauf zu achten ist, dass ein zu enger Verbindungsmittelabstand zu vorzeitigem Versagen („Briefmarkenriss“) führen kann. Auch die vertikal angeordneten Bauteile müssen über die Geschosdecken hinweg miteinander verbunden werden, damit Zugkräfte aufgenommen werden können, die sich auch aus den vertikalen und damit unter Umständen entlastenden Beschleunigungen der Erdbebenlasten in Kombination mit den übrigen Schnittgrößen ergeben können (Bild G3-2c). Die Verbindung übereinander angeordneter Holztafeln nur durch das Annageln der jeweiligen Beplankung am Ringbalken ist für die Übertragung von Zugkräften nicht ausreichend, da der Ringbalken bei einer erdbebenbedingten Zugbeanspruchung quer zur Faser belastet wird. Die Kräfte quer zur Faser können z. B. durch eine aufgenagelte Verstärkung mit Holzwerkstoffplatten aufgenommen werden.

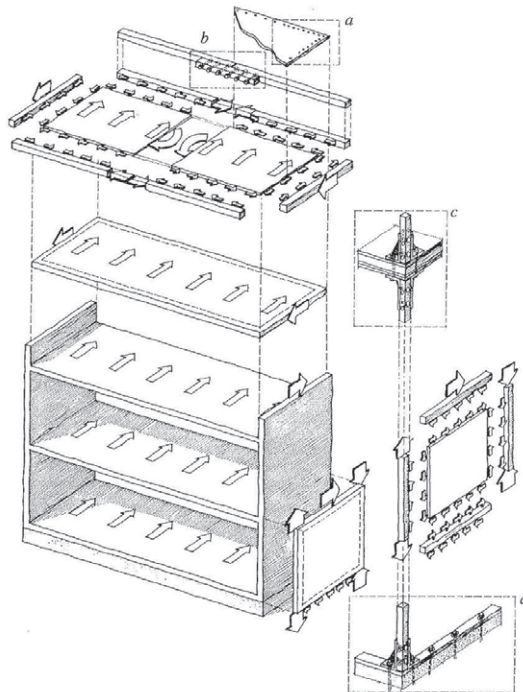


Bild G3-2 Details für ein Zusammenwirken der Konstruktion unter horizontalen Lasten. *a* Eckverstärkung, *b* Zugstoß im Ringbalken, *c* Zugverbindung vertikaler Bauteile, *d* Verhindern des Verschiebens und des Abhebens vom Fundament. (STEP 1995 Beitrag D10)

Besonders wichtig sind die Verbindungen der Holzkonstruktion mit der Gründung, um Abheben und Verschieben zu vermeiden (Bild G3-2d). Öffnungen in Decken- und Wandscheiben stellen Schwachpunkte dar, die verstärkt werden sollten. Da die horizontalen Deckenscheiben eine lastverteilende Funktion haben, stellen Öffnungen wie z. B. Trepplöcher besonders kritische Details dar, deren Auswirkungen auf das Gesamtverhalten zu berücksichtigen sind (Momente II. Ordnung). Bild G3-3 verdeutlicht die Bereiche von Scheiben-Tragwerken, denen besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden sollte. Zugspannungen rechtwinklig zur Faser sollten unbedingt vermieden werden. Falls Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung nicht vermieden werden können, so schreibt EC 8 vor, dass „Zusatzmaßnahmen zur Vermeidung eines Aufspaltens vorzusehen sind“ (z. B. Nagelplatten oder Sperrholzplatten, Bild G3-4, oder eine Verstärkung mit Vollgewindeschrauben rechtwinklig zur Faser).

Außerdem müssen Verbindungen Wechselbeanspruchungen aufnehmen können, da sich während eines Erdbebens die Belastungsrichtung mehrfach ändert. Aus diesem Grund sind einfache Kontaktanschlüsse, die nur Druckkräfte übertragen können, nicht geeignet. In Bild G3-5 sind Möglichkeiten für zusätzliche Maßnahmen dargestellt, um diese Art der Verbindungen zu sichern. Um unterschiedliche Verschiebungen von Gründungen zu verhindern, sollten Einzelfundamente vermieden bzw. miteinander verbunden werden. Besonders bei Häusern auf weichem Baugrund muss die Gründung so ausgeführt sein, dass sie als Platte oder Rost steif genug ist, um bei Erdbebenbeanspruchung als ein "Floß" zu wirken.

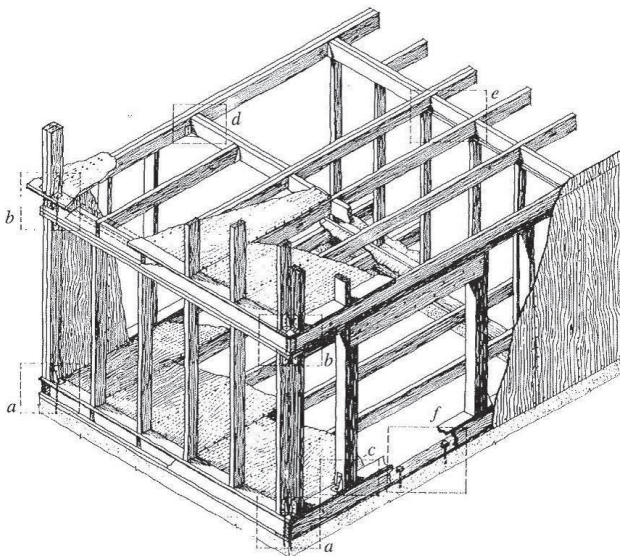


Bild G3-3 Beispiele für Details im Holzrahmenbau. *a* Verhindern des Abhebens, *b* Zugstoß in vertikalen Bauteilen, *c* Verstärkung von Wandöffnungen durch zusätzliche Wandrippen und Unterzüge, *d* Verstärkung von Deckenöffnungen durch zusätzliche Balken und Auswechslungen, *e* Aussteifung von Deckenbalken durch Querrippen, *f* Verhindern des Verschiebens. (STEP 1995 Beitrag D10)

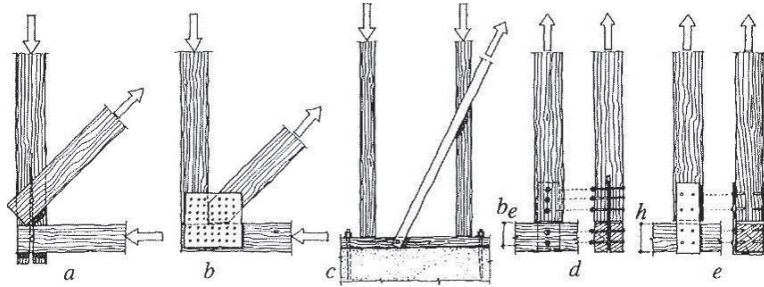


Bild G3-4 Querkraftbeanspruchung in Verbindungen. a, c: schlecht, b, d, e: gut. (STEP 1995 Beitrag D10)

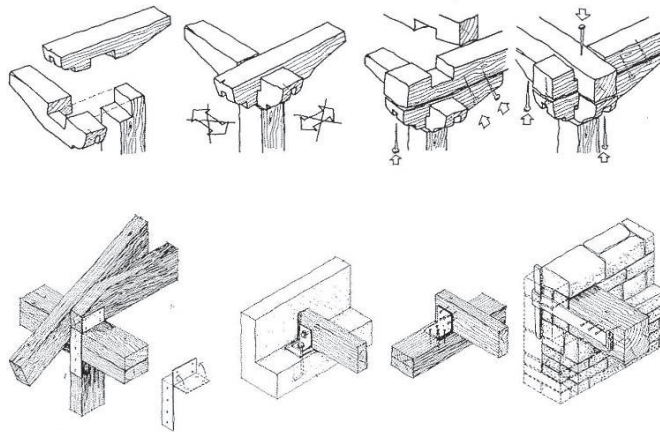


Bild G3-5 Möglichkeiten für das Verankern von Balkenenden in alten und modernen Tragwerken. (STEP 1995 Beitrag D10)

G3.2 Regelmäßigkeit des Bauwerks

Für ein günstiges Verhalten im Erdbebenfall sind regelmäßige und einheitliche Grundrisse bzw. Aufrisse des Bauwerks sehr wichtig. Regelmäßige, symmetrische Konstruktionen minimieren Torsionsbeanspruchungen des Bauwerks, die rechnerisch nur schwer abgeschätzt werden können. Die Berechnung von Auswirkungen ausmittig angreifender Trägheitslasten auf unregelmäßig gestaltete Bauwerke ist wegen der nur global vorherzusagenden Erdbebeneinwirkungen und der ungenauen Steifigkeitsverteilung oft nicht wirklichkeitsnah. Statt einer solchen Berechnung sollte das Bauwerk besser regelmäßig aufgebaut und die den Erdbeben widerstehenden Aussteifungen sollten gleichmäßig verteilt werden (Bild G3-6).

Dadurch werden Torsionsbeanspruchungen nahezu verhindert und die Bemessungsergebnisse sind zuverlässiger. Sind größere Öffnungen nicht zu vermeiden, sollte die entstehende Ausmitte durch zusätzliche Aussteifungsmaßnahmen wie Rahmen oder fachwerkähnliche Bauteile beschränkt werden (siehe Bild G3-6f). Eine andere Möglichkeit besteht darin, die bestehenden Wandscheiben durch größere Plattendicken, engere Verbindungsmittelabstände oder beidseitiger statt einseitiger Beplankung zu verstärken. Auch nichttragende Trennwände wirken sich bei einem Erdbeben günstig aus, da sie zur Energiedissipation durch Hysterese und Reibung beitragen.

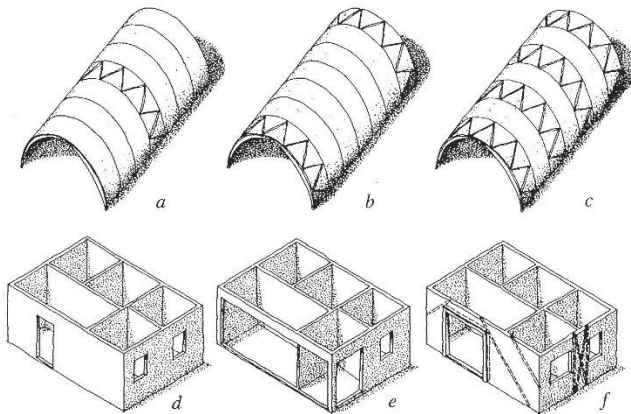


Bild G3-6 Schematische Darstellung der Verteilung von Aussteifungen. *a*, *e*: schlecht, *b*, *f*: akzeptabel, *c*, *d*: gut. (STEP 1995 Beitrag D10)

G3.3 Unterschiedliches Verhalten von Konstruktionsteilen

Probleme können entstehen, wenn Bauteile oder Konstruktionen unterschiedlicher Steifigkeit miteinander verbunden sind. Beispiele sind Verbindungen zwischen einer Holzkonstruktion und einem Kamin oder einer Mauerwerkswand. Bei größeren Steifigkeitsunterschieden miteinander verbundener Bauteile können beide Konstruktionen entweder so ausgeführt werden, dass sie die auf sie entfallenden Erdbebenlasten selbständig abtragen können, oder dass beide Konstruktionen so miteinander verbunden werden, dass sie eine konstruktive Einheit bilden. Bei dem in Bild G3-7 gezeigten Beispiel ist die Glasfassade konstruktiv unabhängig von der Holzkonstruktion.

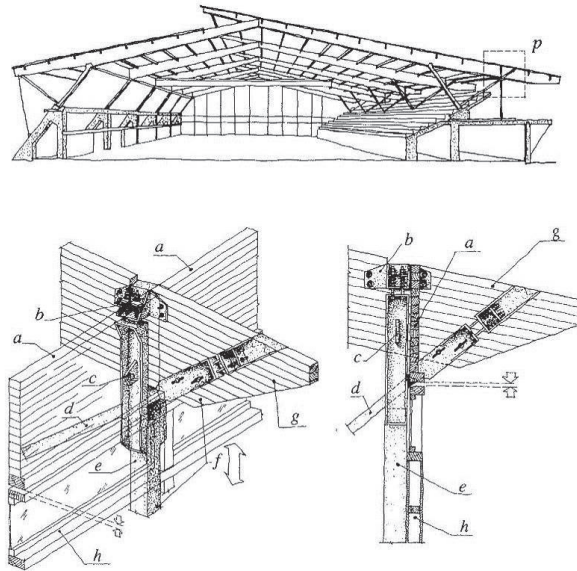


Bild G3-7 Holzkonstruktion mit speziell für den Erdbebenfall entworfenen Verbindungen, die Relativverschiebungen zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen erlauben. Das vergrößerte Detail *p* zeigt: *a* Aussteifungsträger des Rahmens, *b* Federelemente, *c* Anschluss des Aussteifungsverbandes, *d* Stahlzugglied mit federndem Anschluss, *e* Stahlstütze in der Außenwand, *f* unabhängige Bewegungen des Dreigelenkrahmens und der Außenwandkonstruktion, *g* Riegel des Dreigelenkrahmens aus Brettschichtholz, *h* Glasfassade. (STEP 1995 Beitrag D10)

Oft sind die Verbindungen zwischen Außenwänden aus Mauerwerk und einer inneren Holzkonstruktion nicht so ausgeführt, dass die Konstruktion als Ganzes den Erdbebenlasten widerstehen kann. Da die weichere Holzkonstruktion in der Regel größere Verformungen erfährt als das steifere Mauerwerk, lehnt sich die Holzkonstruktion gegen die Mauerwerkswände, die damit die horizontalen Trägheitskräfte des gesamten Bauwerks abtragen und dazu entsprechend ausgebildet sein müssen (Bild G3-8). Ist das Mauerwerk nicht imstande, die gesamte Belastung abzutragen, kann auch der folgende Ansatz gewählt werden: das Mauerwerk wird als Masse ohne Steifigkeit betrachtet (durch Risse beschädigt) und die gesamte Beanspruchung wird durch die Holzkonstruktion aufgenommen. Die Konstruktion in Bild G3-9 ist so ausgeführt, dass im Erdbebenfall das Mauerwerk versagen kann, ohne die Holzkonstruktion wesentlich zu beschädigen. Durch das Versagen des Mauerwerks wird sehr viel Energie dissipiert und die Holzkonstruktion mit ihrer wesentlich niedrigeren Masse widersteht dem Erdbeben ohne größere Schäden.

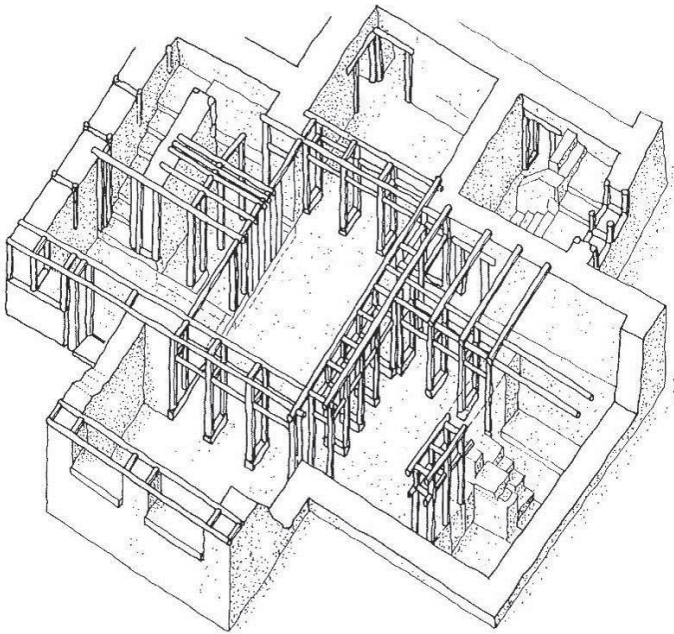


Bild G3-8 Holz-Mauerwerk-Mischkonstruktion (Griechische Inseln, 1500 v. Chr.). Die Holzkonstruktion trägt nur vertikale Lasten, das Mauerwerk auch die horizontalen Lasten. Die Decken können nicht als steife Scheiben wirken. (nach Touliatos, 1993, STEP 1995 Beitrag D10)

G3.4 Zähigkeit und Energiedissipation

In historischen Bauwerken wie z. B. der Konstruktion in Bild G3-9 wurde die notwendige Energiedissipation durch Reibung zwischen Holz und Mauerwerk sowie durch plastische Querdruckverformungen im Holz erreicht. In modernen, leichteren Tragwerken wird die Energiedissipation meist durch plastische Verformungen in Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln (siehe Beitrag G2) gewährleistet.

Beim Nachweis der Tragwerke mit reduzierten Trägheitseinwirkungen nach EC 8 ($q > 1,5$; siehe Beitrag G2) sind die erforderliche Zähigkeit und die Energiedissipationseigenschaften durch Versuche zu belegen. Für bestimmte Konfigurationen, für die aufgrund bisheriger Erfahrungen ein zähes, plastisches Verhalten erwartet werden kann, sind jedoch keine Versuche erforderlich.

Holztafeln, bei denen die Holzwerkstoffplatten durch Nagelung mit den Rippen verbunden sind, zeigen ein wesentlich zäheres Verhalten als Aussteifungen mit Diagonalen. Nach EC 8 darf von einem plastischen Verhalten der Holztafeln ausgegangen werden, wenn unter anderem als Beplankung Holzwerkstoffplatten verwendet werden, deren Dicke mindestens $4 \cdot d$ beträgt, und der Nageldurchmesser d nicht größer ist als 3,1 mm.

Diese Bestimmung gilt für Spanplatten mit einer Mindestrohichte ρ_k von 650 kg/m^3 , mindestens 9 mm dickes Sperrholz und mindestens 13 mm dicke Span- oder Faserplatten.

Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Nägeln oder Stabdübeln dürfen dann als ausreichend duktil angesehen werden, wenn die Holzdicke der verbundenen Bauteile mindestens $8 \cdot d$ und der Stabdübeldurchmesser höchstens 12 mm beträgt. Der Grund für diese Vorgabe liegt im für zyklische Lasten günstigen Verhalten der Verbindungen, wenn diese so dimensioniert sind, dass der Versagensmechanismus 3 nach Johansen (schlanke Verbindungsmittel mit dicken Bauteilen, zwei Fließgelenke pro Scherfuge) angestrebt wird.

Selbstverständlich sind auch andere mechanische Verbindungsmittel und Holzabmessungen für die Verwendung in erdbebengefährdeten Konstruktionen nicht ausgeschlossen. Soll allerdings ein Verhaltensbeiwert $q > 1,5$ in der Bemessung verwendet werden, so ist das plastische Verhalten der Verbindungen durch Versuche nachzuweisen (siehe Beitrag G2). Bei Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln ist dabei immer der Versagensmechanismus 3 anzustreben, damit die plastischen Lochleibungsverformungen des Holzes und die plastischen Biegeverformungen der Verbindungsmittel zur Duktilität der Verbindung beitragen können.

Auch wenn das Tragwerk für $q = 1,5$ bemessen wird und damit ein plastisches Verhalten rechnerisch nicht notwendig ist, wird die Verwendung schlanker Verbindungsmittel mit plastischem Verformungspotential empfohlen. Dies bedeutet eine Sicherheitsreserve ohne zusätzliche Kosten für das Tragwerk. Die Empfehlungen zur Detaillierung von Holzkonstruktionen nach EC 8 sollten daher unabhängig vom zugrunde gelegten Verhaltensfaktor q so weit möglich befolgt werden.

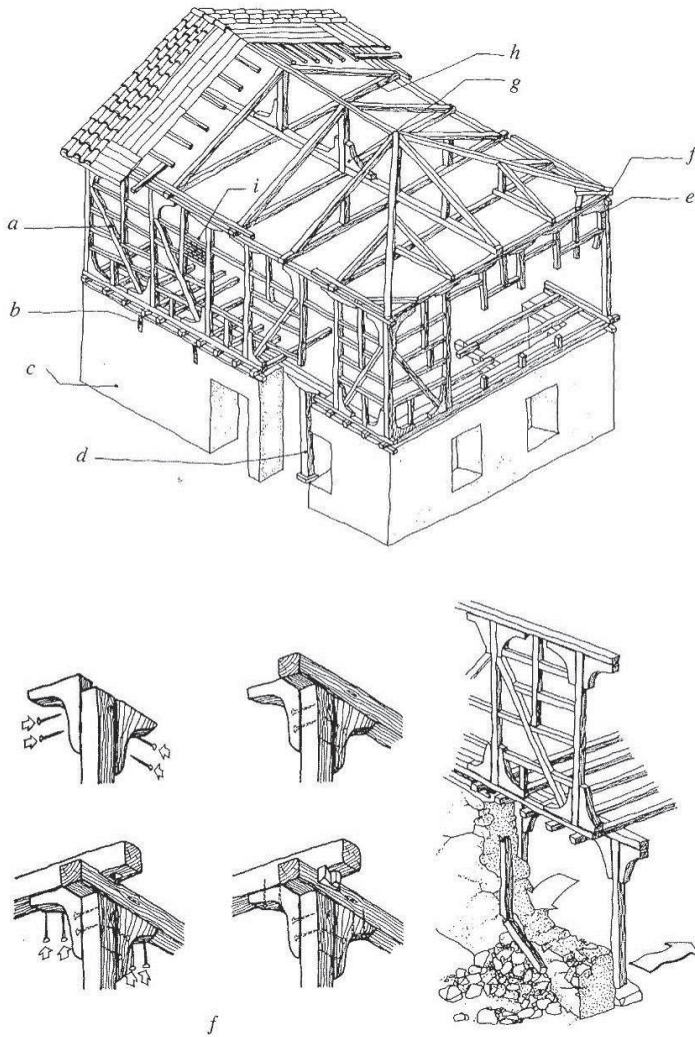


Bild G3-9 Beispiel einer Holz-Mauerwerk-Mischkonstruktion (Griechische Inseln, 1800 v. Chr.). *a* Holzstrebe, verursacht Querdruck in der unteren Ecke, *b* Verankerung der Holzkonstruktion im Mauerwerk, *c* Mauerwerk als Auflager für die darüber liegende Holzkonstruktion, *d* Holzstützen zur Aufnahme von Vertikalkasten nach einem eventuellen Versagen des Mauerwerks (siehe Detail unten rechts), *e* Gebogenes Eckstück aus Holz zur Aussteifung der Fachwerkwand, *f* nach einer Beschädigung einfach zu ersetzende Verbindung (siehe Detail unten links), *g* Eckstück aus Holz zur Aussteifung der Dachkonstruktion, *h* Ankerbalken, um Horizontalkräfte auf die Wand zu verhindern, *i* Ausmauerung. Die Decken können nicht als steife Scheiben wirken. (nach Touliatos, 1993, STEP 1995 Beitrag D10)

G3.5 Literatur

A. Ceccotti, P. Touliaos, Originalbeitrag D10, STEP 1995.

Ceccotti A. und Larsen H.J. (1988). Background Document for specific rules for timber structures in EC 8. Report EUR 12226 for the Commission of the European Communities, Bruxelles.

Touliaos P. (1993). Seismic disaster prevention in the history of structures in Greece. National Technical University of Athens.

G4 Schäden an Hallentragwerken

Autoren: Matthias Frese, Ann-Kathrin Grün und Hans Joachim Blaß

Im Januar 2006 kam es in Deutschland und in seinen Nachbarländern zu einer Serie von Einstürzen teilweise Jahrzehnte alter Dachtragwerke aus Holz. Obwohl das Versagen dieser Konstruktionen in den meisten Fällen unter Einwirkung von Schnee eintrat, konnte man nicht davon ausgehen, dass eine außergewöhnlich hohe Schneelast als einzige Ursache in Frage kam. Etliche Schadensfälle der jüngeren Vergangenheit zeigen, dass in der Regel eine Kombination mehrerer Ursachen in Betracht zu ziehen oder zwischen Auslösern und Ursachen zu differenzieren ist, um das Versagen eines Tragwerks zu erklären; mit wenigen Ausnahmen gilt das allgemein für Versagensfälle von technischen Systemen (Schmitt-Thomas, 2005).

Es gab seinerzeit keine ganzheitliche statistische und systematische Betrachtung von Schadensfällen an Hallentragwerken aus Holz, aus der sich neue Konsequenzen für das Planen und Errichten von Holztragwerken ableiten ließen. Schadensfälle, die fallweise in der Fachliteratur diskutiert werden, sind zumeist Einzelbetrachtungen, aus denen sich solche Konsequenzen nicht in der wünschenswerten Breite entwickeln lassen. Aus diesen Gründen wurde im Jahr 2006 das Forschungsprojekt „Schadensanalyse von Hallentragwerken aus Holz“ initiiert. Dessen Ziele waren das Schaffen von Grundlagen für eine ganzheitliche Betrachtung (Aufbau einer Datenbank mit Schadensfällen, Entwicklung einer Systematik zur Klassifikation, Beschreibung und Analyse von Schäden), das Benennen der Ursachen für Schäden und das Formulieren von Schlussfolgerungen. Die Projektergebnisse sind in einem Forschungsbericht dargestellt (Blaß und Frese, 2010). Zwischenzeitlich bot sich die Möglichkeit, die Datenbank um etliche Schadensfälle zu erweitern und es erschien nutzbringend, eine neue Analyse des mittlerweile über 700 Schadensfälle umfassenden Datenmaterials vorzunehmen. Die Schlussfolgerungen bringen unter anderem in der Vergangenheit – bereits mehrfach – formulierte allgemeine Forderungen an zuverlässige Tragwerke in Erinnerung.

G4.1 Datenerfassung

Herkunft der Daten

Die Daten der Schadensfälle stammen aus Sachverständigengutachten, einem älteren Datenbestand der Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., aus Sammlungen der Technischen Universitäten München und Graz sowie aus dem Archiv der Sanierungsaufträge des in Norddeutschland ansässigen Holzleimbauunternehmens Gebr. Schütt KG. Einige Fälle sind der Literatur entnommen oder wurden den Verfassern direkt mitgeteilt. Das

Datenmaterial war daher uneinheitlich und wies qualitative Unterschiede auf. Die zusammengetragenen Daten stellen das Ergebnis einer nichtkontrollierbaren Erhebung dar: verwendet wurde folglich, was verfügbar war und zugänglich gemacht wurde. Daraus ergeben sich mögliche Einschränkungen hinsichtlich des Repräsentativseins für Hallentragwerke allgemein und der Deutung der Ergebnisse. Die Mehrheit der ausgewerteten Schadensbeschreibungen betrifft Hallentragwerke aus Holz mit Standort Deutschland.

Datenklassifikation

Bauwerke bestehen in der Regel aus wiederkehrenden Einzelbauteilen. Diese wiederum sind mit ebenfalls wiederkehrenden Konstruktionsprinzipien zusammengefügt. Bauwerke einer bestimmten Gruppe, hier Hallentragwerke aus Holz, sind daher gut vergleichbar. Das vereinfacht die Datenerfassung und die gemeinsame Betrachtung ihrer Charakteristika, Schäden und deren Ursachen. Es wurde ein System entwickelt, mit dem ein Schadensfall zuverlässig in einer Datenbank erfasst wird. Die Merkmale eines Schadensfalls sind dafür nach thematischen Gesichtspunkten fünf Gruppen zugeordnet: Bauwerks-, Bauteil-, Baustoff- und Schadensmerkmale sowie Fehlerquellen. Bild G4-1 zeigt die Systematik mit einer Auswahl an Merkmalen und den zugehörigen bzw. beispielhaften Merkmalsausprägungen. Abgesehen von quantitativen bzw. metrischen Merkmalen wie der Höhe über NN werden die qualitativen Merkmale wie z. B. Kreis oder Beheizung mit einem festgelegten Vokabular, bestehend aus Schlagwörtern, erfasst. Die vollständige Systematik, siehe Blaß und Frese (2010), enthält über 60 qualitative und quantitative Merkmale sowie ein Vielfaches an Schlagwörtern, um einen Schadensfall prägnant zu beschreiben.

Die Bauwerksmerkmale vermitteln ein allgemeines Bild der geschädigten Hallentragwerke. Bauteil- und Baustoffmerkmale sind detailbezogen und stehen in unmittelbarem Zusammenhang mit einem Schaden. Sie geben Auskunft über Tragsysteme, beschädigte Bauteile und das verwendete Material. Schadensparameter beschreiben das Schadensbild, auch hinsichtlich der Folgen für die Bauteil- oder Tragwerksstandsicherheit. Gemäß ihrer Bezeichnung treten Initialschäden zuerst auf. Sie grenzen sich dadurch weitgehend von Sekundärschäden ab, die z. B. durch einen Schaden an einem anderen Bauteil ausgelöst werden. Nicht jeder Initialschaden stellt notwendigerweise eine Versagensform dar; die Initialschäden bedenkliche Verformung, Durchfeuchtung, Fäule, Bläue- oder Schimmelpilze, Korrosion oder unbedenkliche Risse in Faserrichtung (vgl. Bild G4-2) führen in der Regel nicht zum Versagen eines Bauteils oder Tragwerks. Der Zugbruch schließt im Sinne der vorliegenden Systematik den Biegebruch ein, weil dieser zumeist durch ein lokales Zugversagen ausgelöst wird. Kapitale Risse in Faserrichtung (Bild G4-3 und Bild G4-8), Schub- (Bild G4-2) und Zugbrüche haben eine besondere Bedeutung. Durch sie werden Festigkeitswerte von verbautem Voll- und BS-Holz in Bauteilgröße unter Beweis gestellt. Diese von Labormethoden unabhängige „Prüfung“ zeigt Stärken und Schwächen des Materials vor dem Hintergrund von Klimawechseln, Belastungshistorie und Bauteilgröße auf.

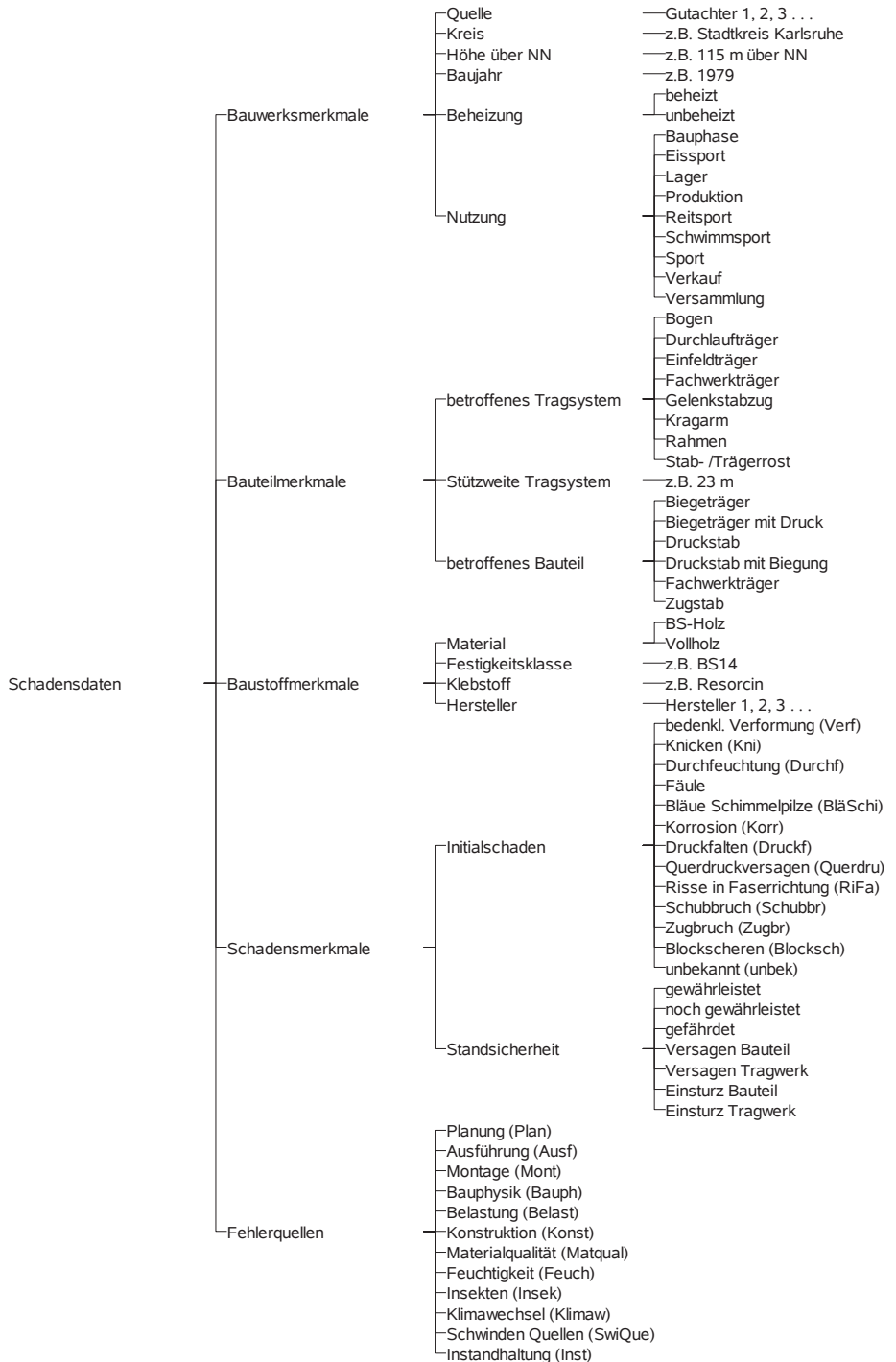


Bild G4-1 Auswahl an Schlagwörtern und Merkmalen, Abkürzungen in Klammern für Tabelle G4-12.



Bild G4-2 Initialschäden – Fäule (oben links), Bläue- oder Schimmelpilze (oben rechts), Risse in Faserrichtung (hier unbedenkliche Schwindrisse, unten links), Schubbruch (Trägerhälfte der Druckzone tritt am Hirnholz hervor, unten rechts).

Die Merkmalsausprägungen der Standsicherheit sind Einschätzungen der Experten in deren Gutachten. Sie beziehen sich auf beschädigte Bauteile oder ganze Tragwerke. Gewährleistet steht für eine ausreichende Standsicherheit; noch gewährleistet heißt, dass baldige Sanierungsarbeiten empfohlen werden; gefährdet sind Bauteile oder Tragwerke, bei denen ein gravierender Initialschaden vorliegt, der die Standsicherheit unter das erforderliche Maß absinken lässt. Größere Instandsetzungsarbeiten sind dann erforderlich. Die Schlagwörter Versagen Bauteil oder Versagen Tragwerk stehen für den offensichtlichen Verlust der Standsicherheit, nicht aber für einen Einsturz. Das Bauteil oder Tragwerk kann seine Funktion nicht länger erfüllen (Bild 3, oben). Um dem subjektiven Sicherheitsbedürfnis zunächst gerecht zu werden, müssen z. B. Abstützungs- oder Sicherungsmaßnahmen alsbald durchgeführt werden. Einsturz Tragwerk steht für den vollständigen Verlust eines Bauwerks, Einsturz Bauteil für einen Teilverlust. Eine Instandsetzung ist dann mit entsprechend großem Aufwand verbunden. Die Ausprägungen der Standsicherheit unterliegen einer Rangfolge, die durch das Spektrum zwischen standsicher und Einsturz gekennzeichnet ist.



Bild G4-3 Risse in Satteldachbindern mit geneigtem Untergurt: sofortige Abstützung/Sicherung notwendig (links und Mitte), fachgerecht ertüchtigte Binder (rechts)

Die Ausprägungen der Fehlerquellen entsprechen 12 Kategorien, denen die Ursachen für Initialschäden zugeordnet werden. Eine Auswahl solcher Ursachen enthält Tabelle G4-1. Die Fehlerquelle Planung betrifft die technische Planung einer Konstruktion, eines Bauteils bzw. Tragwerks. Charakteristisch für die Fehlerquelle Bauphysik ist allgemein ein ungünstiger Wärmetransport. Konstruktion umfasst konstruktive Eigenarten, die bei einem Schadensfall zu den unmittelbaren begleitenden Umständen zählen. Bauphysik und Konstruktion werden, obwohl sie ihren Ursprung bereits in der technischen Planung haben, wegen ihrer großen Bedeutung als eigene Fehlerquellen aufgeführt. Ausführung betrifft die qualitative Durchführung der Arbeiten auf der Baustelle und kennzeichnet ungünstige Abweichungen von der Planung. Montage erfasst Mängel bei der Montage von Bauteilen und Tragsystemen. Belastung bezieht sich auf jede Art von Überlastung. Feuchtigkeit meint Feuchtigkeitszutritt, der stets äußere Ursachen hat, und betrifft damit nicht schädliche Feuchtigkeit aufgrund von z. B. Wärmestrahlung (in Eissporthallen) oder mangelndem baulichem Holzschutz. Klimawechsel sind die Ursache für daraus resultierende Eigenspannungen in BS-Holz-Querschnitten (siehe Möhler und Steck, 1980, Häg-lund, 2010). Schwinden oder Quellen meint die längerfristige richtungsgebundene Volumenänderung eines ganzen Bauteils. Schwinden oder Quellen wird nur in Kombination mit der Fehlerquelle Konstruktion genannt, wenn konstruktive Eigenarten das Schwinden behindern (Wo nichts schwindet, führt auch eine Behinderung nicht zum Schaden). Für einige Fehlerquellen lassen sich Verantwortliche benennen: Planung, Bauphysik und Konstruktion betreffen die gesamte Planungsphase eines Bauwerks und damit die Planer, Ausführung und Montage den Bauunternehmer. Materialqualität steht fast ausnahmslos im Zusammenhang mit Herstellern von BS-Holz und Instandhaltung mit Eigentümern oder Verfügungsberechtigten.

Tabelle G4-1 Kategorien der Fehlerquellen.

Schlagwort	Ursache
Planung	Verstöße gegen Vorschriften/allgemein anerkannte Regeln der Technik; Nichtbeachtung von Ingenieurwissen, z. B. in der Fachliteratur; Fehler in der statischen Berechnung
Ausführung	Verwendung von frischem Holz; fehlende Entwässerung aufgrund von falsch installierten Abläufen; falsche Anzahl oder falscher Durchmesser der Verbindungsmittel; Nichtbeachtung von Vorschriften hinsichtlich der Bauausführung; ungünstige Veränderungen des Tragsystems, der Querschnittsmaße oder der Festigkeitsklasse
Montage	Transportschäden; unzureichender Bauteilschutz gegen Witterungseinflüsse; fehlende Stützmaßnahmen während der Bauphase
Bauphysik	Wärmestrahlung (Eissporthallen); Sonneneinstrahlung; Bauteile, die Innen- und Außenklima ausgesetzt sind (z. B. Giebelbinder)
Belastung	Überlastung hinsichtlich ständiger Lasten, Nutz-, Schnee- und Windlasten sowie Wasseransammlung (auf Flachdächern)
Konstruktion	Ausgeklinkte Träger; Dübelkreise in Rahmenecken; Träger mit Durchbrüchen; mangelhafter baulicher Holzschutz; Zugspannungen quer zur Faser bei Querschlüssen; Schwindbehinderung (z. B. Schlitzbleche); biegebeanspruchte gekrümmte oder geknickte Bauteile; ungewollte Einspannungen; hinsichtlich Berechnung und Ausführung schwer beherrschbare Konstruktionen
Materialqualität	Mangelhafte Qualität von Holz, Keilzinken oder Klebefugen hinsichtlich der erforderlichen Eigenschaften; Vorschädigungen
Feuchtigkeit	Hohe Holzfeuchte aufgrund von Dachundichtigkeiten oder Sprinkleranlagen in Reithallen
Klimawechsel	Zyklische Holzfeuchte-Änderungen bei BS-Holz aufgrund von Klimawechseln mit der Folge von wechselnden Feuchtegefällen im Querschnitt
Schwinden oder Quellen	Langfristige Ab- oder Zunahme der Holzfeuchte mit der Folge von Schwinden oder Quellen
Instandhaltung	Versäumnisse bei der Inspektion, Wartung und Instandsetzung

G4.2 Darstellung der Bauwerke und ihrer Schäden

Allgemeines

Die Datenbank enthält 709 Datensätze. Jeder beschreibt im Kern einen einzigen, innerhalb eines Bauwerks unabhängigen Initialschaden und begleitend die Bauwerks-, Bauteil- und Baustoffmerkmale sowie die dem Initialschaden zugeordneten Fehlerquellen. Mehrfachzuordnungen sind bei den Fehlerquellen die Regel. Da in manchen Bauwerken zwei und mehr Schäden vorhanden sind, verteilen sich die 709 Schäden auf insgesamt 529 Bauwerke. In 44 Fällen war die Zuweisung einer eindeutigen Merkmalsausprägung zu

einem Initialschaden nicht möglich. In solchen Fällen wird ein Initialschaden als unbekannt bezeichnet. Aufgrund von fehlenden Angaben in den Schadensbeschreibungen wurden nicht für alle Merkmale bzw. Fehlerquellen entsprechende Ausprägungen festgelegt. Die Gesamtzahlen in den folgenden Tabellen und Diagrammen sind daher unterschiedlich.

Bauwerksmerkmale

Die Standorte der Bauwerke liegen hauptsächlich in den alten Bundesländern Deutschlands (Bild G4-4). Daten zu Schadensfällen in den neuen Bundesländern waren nur in Einzelfällen verfügbar. Grund ist die Teilung bis 1989, durch die der Austausch zwischen Sachverständigen bis zur Wiedervereinigung und auch noch lange danach eingeschränkt war. Rückschlüsse, dass Hallentragwerke aus Holz in den neuen Bundesländern keine vergleichbaren Schäden aufweisen, dürfen daher nicht abgeleitet werden. Die meisten Schäden stammen aus den vier Bundesländern mit den höchsten Bevölkerungszahlen: Baden-Württemberg, Bayern, Niedersachsen und Nordrhein-Westfalen sowie aus Schleswig-Holstein, dem Wirkungsbereich des unmittelbar kooperierenden Holzleimbauunternehmens Gebr. Schütt KG (Tabelle G4-2). Fast schon beunruhigend muss dabei sein, dass die gegenüber der Forschungsarbeit (Blaß und Frese, 2010) von 550 (Werte in Klammern) um 159 Fälle erweiterte Analyse mehr als zu einer Verdreifachung der Schäden in Schleswig-Holstein und zu einem deutlichen Anstieg in Niedersachsen führt. Ein ebenso intensives Zusammentragen von Schadensereignissen in den übrigen Bundesländern würde folglich ähnliche Vervielfachungen erwarten lassen. Die im Zuge der Schadenserhebung bislang verfügbaren bzw. zugänglich gemachten und hier dargestellten Schäden sind daher sehr wahrscheinlich weit weniger als ein Drittel derjenigen, die im Sinne dieser Auswertung beschreib- und analysierbar wären. Hinsichtlich der Schneelast wurde die Geländehöhe der Bauwerke erfasst (Bild G4-5). Sie reicht von -1 m im Norddeutschen Tiefland bis 1145 m über NN im Mittelgebirgs-, Alpenvorland bzw. in den Alpen. Das Baujahr der Bauwerke umfasst einen Zeitraum von 1912 bis 2006 und beträgt im Mittel 1980 (Bild G4-6). 81% der Hallentragwerke haben eine geschlossene Gebäudehülle. Die Verteilung der Nutzungsklassen (NKL) zeigt, dass NKL 1 überwiegt (Tabelle G4-3). Die Mehrzahl der Hallen ist beheizt. Hinsichtlich der Nutzung finden sich unter den geschädigten Hallen häufig Sport-, Lager- und Produktionshallen und solche, die der Versammlung dienen.

Tabelle G4-2 Initialschäden je Bundesland. In Klammern: ursprüngliche Analyse von 550 Schäden.

Bundesland	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
Baden-Württemberg	91/709 (90/550)	12,8 (16,4)
Bayern	113/709 (108/550)	15,9 (19,6)
Hessen	30/709 (30/550)	4,2 (5,5)
Niedersachsen	107/709 (70/550)	15,1(12,7)
Nordrhein-Westfalen	131/709 (120/550)	18,5 (21,8)
Schleswig-Holstein	101/709 (30/550)	14,3 (5,5)
restliche (jeweils < 20)	76/709 (42/550)	10,7 (7,6)
keine Angabe	60/709 (60/550)	8,5 (10,9)

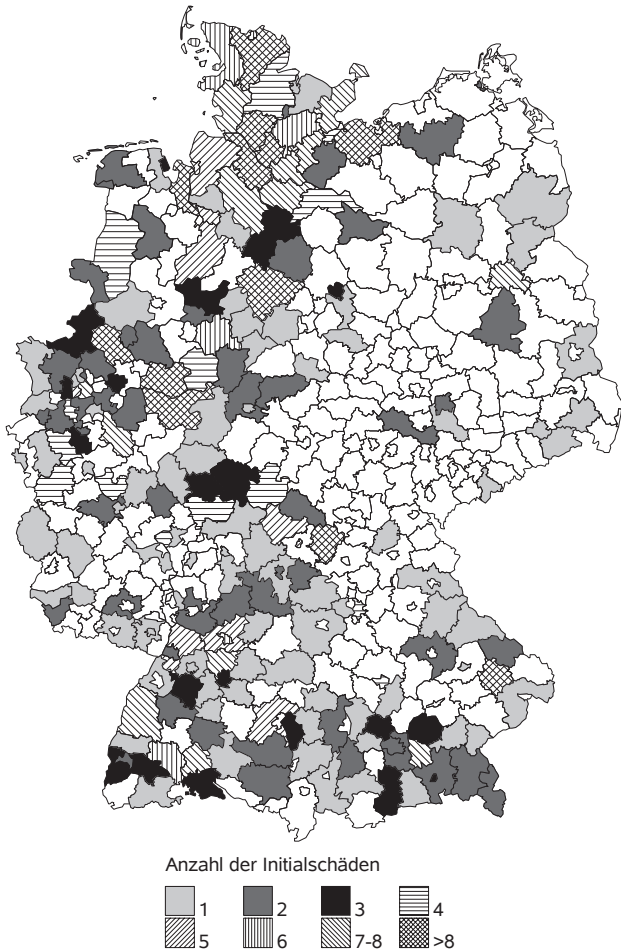


Bild G4-4 Verteilung der Initialschäden in einer Deutschlandkarte mit Kreisgrenzen.

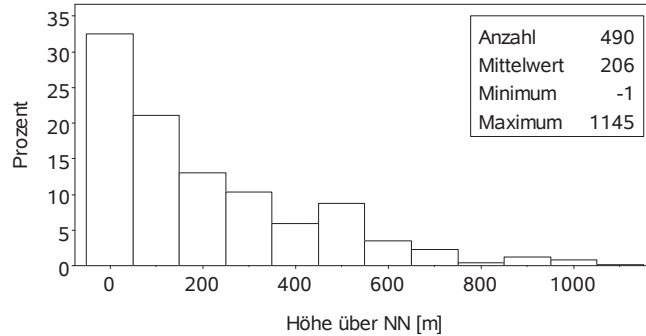


Bild G4-5 Häufigkeitsverteilung der Geländehöhe.

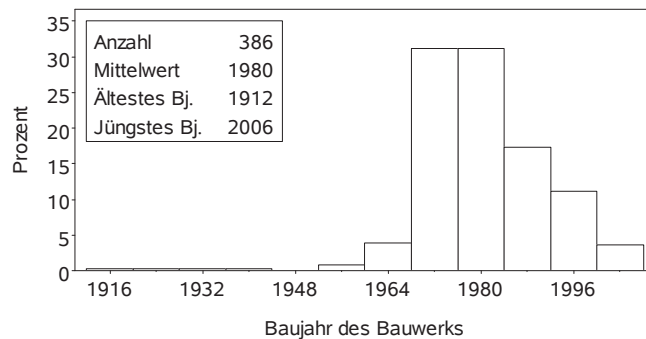


Bild G4-6 Häufigkeitsverteilung des Baujahres der Bauwerke.

Tabelle G4-3 Nutzungsklassen der Bauwerke.

Nutzungsklasse	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
1	374/529	70,7
2	69/529	13,0
3	28/529	5,3
keine Angabe	58/529	11,0

Bauteil- und Baustoffmerkmale

Schäden wurden hauptsächlich bei Ein- und Mehrfeldträgern (einschließlich solcher mit Gelenken) sowie bei Rahmen beobachtet (Tabelle G4-4). Die 19 aufgeführten Fachwerkträger stehen für nicht spezifizierte Tragsysteme, in denen nur einzelne Bauteile wie Gurte (Biegeträger), Druck- oder Zugstäbe betroffen waren. Die Mehrheit der betroffenen Tragsysteme ist statisch bestimmt; statisch unbestimmte Systeme sind selten (Tabelle G4-5). Die Anteile in den beiden Tabellen entsprechen folglich einander.

Die Verteilung der Tragsystem-Stützweite zeigt Bild G4-7. Der Modalwert ist 20 m und entspricht der typischen Stützweite bei Sport- und Reitsporthallen. Schäden an sehr weit gespannten Hallen wurden eher selten beobachtet, vgl. jedoch Hansson und Larsen (2005).

Tabelle G4-4 Betroffene Tragsysteme.

Tragsystem	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
Einfeldträger	370/601	61,6
Kragträger	16/601	2,7
Mehrfeldträger	36/601	6,0
Gelenkstabzug	17/601	2,8
Rahmen	56/601	9,3
Bogen	13/601	2,2
Fachwerkträger	19/601	3,2
Sonstige	10/601	1,7
keine Angabe	64/601	10,7

Tabelle G4-5 Statische Bestimmtheit der Tragsysteme.

Bestimmtheit	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
bestimmt	477/601	79,4
1fach unbestimmt	19/601	3,2
2fach unbestimmt	2/601	0,3
vielfach unbestimmt	6/601	1,0
keine Angabe	97/601	16,1

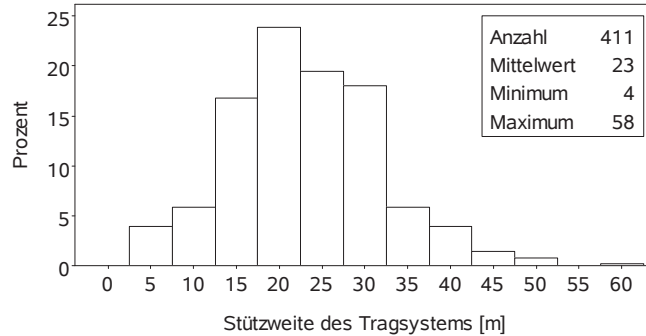


Bild G4-7 Häufigkeitsverteilung der Stützweite.

Tabelle G4-6 Betroffene Bauteile.

Betroffenes Bauteil	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
Biegeträger	425/601	70,7
Biegeträger mit Druck	46/601	7,7
Druckstab	9/601	1,5
Druckstab mit Biegung	47/601	7,8
Zugstab	13/601	2,2
Fachwerkträger	25/601	4,2
keine Angabe	36/601	6,0

Die Anteile der betroffenen Bauteile sind in Tabelle G4-6 zusammengestellt. Biegeträger, die erwartungsgemäß häufig das Primärtragwerk bilden, sind dementsprechend oft von Schäden betroffen. Mit größerem Abstand folgen Biegeträger mit Druck (Rahmenriegel), Druckstäbe mit Biegung (Rahmenstiele) und Fachwerkträger. Unauffällig sind Druck- und Zugstäbe. Die anteilige Zusammensetzung der Bauteilformen in Tabelle G4-7 zeigt, dass nicht nur gekrümmte Bauteile und Satteldachträger, jeweils planmäßig durch Querzug beansprucht, besonders häufig auffällig sind, sondern auch gerade Bauteile. Nahezu 90% der geschädigten Bauteile sind aus BS-Holz (Tabelle G4-8). In den meisten Fällen handelt es sich um BS-Holz der Güteklasse I. Mit Abstand folgen BS14, dann Güteklasse II und zum Schluss bei Hallen jüngerer Baujahrs bereits einige wenige Bauteile der GL-Klassen. Den geschädigten BS-Holz-Bauteilen sind über 40 namentlich unterschiedliche Hersteller zugeordnet. Dabei ist anzunehmen, dass Werksgröße bzw. Produktionsleistung der einzelnen Hersteller und die Schadenshäufigkeit von Bauteilen aus ihrer Herstellung proportional zueinander sind. Schadenshäufungen im Zusammenhang mit bestimmten Herstellern sind mit Sicherheit auszuschließen. Die Vielzahl der Hersteller ist ein Indiz dafür, dass Schäden an BS-Holz ein produktspezifisches Problem darstellen.

Tabelle G4-7 Bauteilformen.

Bauteilform	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
gerade	189/601	31,5
geknickt	10/601	1,7
gekrümmt	59/601	9,8
trapezförmig	31/601	5,2
fischbauchförmig	13/601	2,2
parallel*	3/601	0,5
Satteldach ⁺	15/601	2,5
Satteldach UG geneigt	149/601	24,8
Satteldach UG gerade	80/601	13,3
keine Angabe	52/601	8,7

* ausschließlich Fachwerkträger. ⁺ UG-Neigungen unbekannt.

Tabelle G4-8 Baustoffe.

Baustoff	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
BS-Holz	533/601	89,0
BS-Holz/Vollholz*	2/601	0,3
BS-Holz/Holzwerkstoff ¹	7/601	1,2
Vollholz	47/601	7,8
Holzwerkstoff	4/601	0,7
keine Angabe	6/601	1,0

* Kombination aus beiden.

Schadensmerkmale und weiterführende Überlegungen

Tabelle G4-9 zeigt die Verteilung der Initialschäden auf die definierten Schadensbilder. Über 70% entfallen auf Risse in Faserrichtung, die vorwiegend in BS-Holz-Bauteilen festgestellt wurden (vgl. Tabelle G4-8). 5-6% entfallen jeweils auf Zug-, Schubbrüche und Fäule. In der Summe betreffen 5% die Gebrauchstauglichkeit bzw. auch das Aussehen der Bauteile. Knicken und Korrosion liegen im Bereich von jeweils 1%. Blockscheren und Querdruckversagen sind Einzelfälle. Druckfalten sind in der Datenbank nicht registriert. In 6% der Fälle fehlten in den Schadensbeschreibungen belastbare Angaben, um ein Schadensbild eindeutig festzulegen. Die ausgeprägte Häufigkeit von Rissen in Faserrichtung in gekrümmten BS-Holz-Trägern mit öffnenden Biegemomenten (Bild G4-3) war Auslöser für weitergehende Überlegungen zu ihrer Entstehung (Blaß und Frese, 2010, Frese,

2011). Unter Berücksichtigung der Anisotropie der Schwind- und Quellmaße in der Ebene gekrümmter Bereiche (longitudinal/tangential-radial $\approx 1:24$) führen Holzfeuchteänderungen zu Krümmungsänderungen und bei ungünstigen Lagerungsbedingungen zu Querspannungen. Ein in der Rand- und Kernzone unterschiedlich ausgeprägtes Längsschwindverhalten der Lamellen bedingt bei Holzfeuchteänderungen in kombinierten gekrümmten Trägern ebenfalls Querspannungen. Diese Spannungen wirken begünstigend auf die Entstehung von Rissen in gekrümmtem BS-Holz. Zur Verformungsberechnung von BS-Holz-Bauteilen in Abhängigkeit von Holzfeuchte-Änderungen sei auf Blaß und Frese (2010), American Institute of Timber Construction (1994) und Larsen und Riberholt (1983) verwiesen.

Insbesondere Gutachten enthalten präzise Angaben über die relative Risstiefe (Bild G4-8) und die Holzfeuchte der betroffenen Bauteile. Das Diagramm in Bild G4-9 zeigt die Zusammenhänge zwischen beiden Werten. Die Darstellung ist kein Widerspruch dazu, dass Risse in Faserrichtung bevorzugt in solchen Bauteilen angetroffen werden, die der NKL 1 zuzuweisen sind bzw. die zum Zeitpunkt der Messung eine niedrige Holzfeuchte aufweisen. Bild G4-10 zeigt die Verteilung der Bauteilhöhe (im Bereich des Auflagers) von BS-Holz-Trägern mit Schubbrüchen. Bei 21 Trägern der über 29 registrierten Schubbrüche sind die Bauteilhöhen bekannt. Sie liegen zwischen 650 und 2400 mm. Die Verteilung reflektiert, dass hohe Bauteile mit einem großen schubbeanspruchten Volumen eine geringere wirksame Schubfestigkeit besitzen als weniger hohe. Es sind in den untersuchten Schadensbeschreibungen keine Schubbrüche an BS-Holz-Bauteilen mit einer Höhe unter 650 mm dokumentiert.

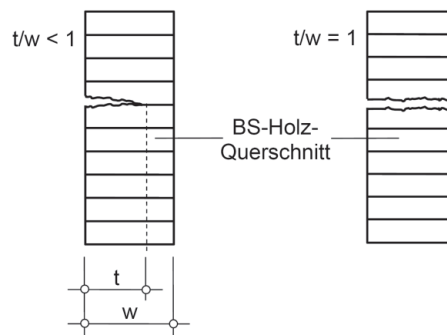


Bild G4-8 Relative Risstiefe in BS-Holz: teilweiser (links) und durchgehender Riss (rechts).

Tabelle G4-9 Verteilung der Initialschäden.

Initialschaden	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
bedenkliche Verformung	19/709	2,7
Knicken	6/709	0,9
Durchfeuchtung	12/709	1,7
Fäule	39/709	5,5
Bläue- oder Schimmelpilze	5/709	0,7
Korrosion	8/709	1,1
Druckfalten	0/709	0,0
Querdruckversagen	2/709	0,3
Risse in Faserrichtung	507/709	71,5
Schubbruch	29/709	4,1
Zugbruch	27/709	3,8
Zug- oder Schubbruch*	9/709	1,3
Blockscheren	2/709	0,3
unbekannt	44/709	6,2

* eindeutige Unterscheidung nicht möglich.

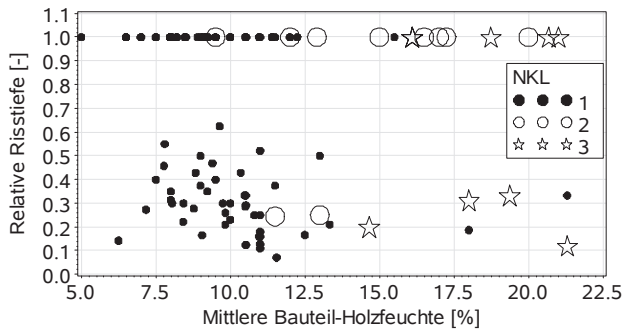


Bild G4-9 Zusammenhänge zwischen Risttiefe und Holzfeuchte.

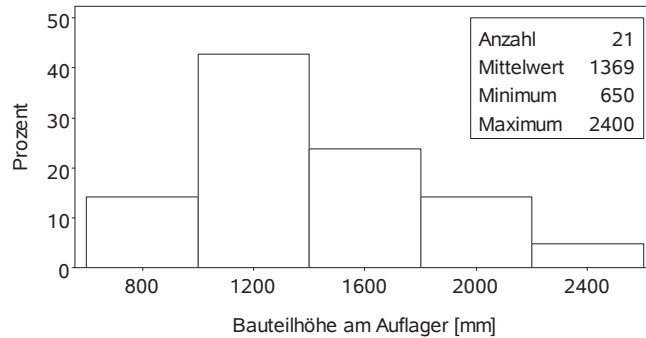


Bild G4-10 Häufigkeitsverteilung der Bauteilhöhe von BS-Holz-Bauteilen mit Schubversagen im Auflagerbereich.

Tabelle G4-10 zeigt die Verteilung der Folgen, die die Initialschäden für die Standsicherheit der Bauteile oder Tragwerke nach sich ziehen. Bei einem knappen Viertel ist die Standsicherheit gewährleistet (einschließlich noch gewährleistet), bei einem weiteren Viertel gefährdet. Bei einem weiteren knappen Viertel kam es zum Versagen oder Einsturz. Für den Rest lagen keine Bewertungen vor. Die Ausprägungen (noch) gewährleistet und gefährdet, deren Anteile zusammen fast 50% betragen, zeigen, dass nach fachkundigen Inspektionen offensichtlich Einschätzungen zur Standsicherheit von Bauteilen und Tragwerken ableitbar sind. Darauf können geeignete Maßnahmen aufbauen, die die Standsicherheit weiterhin gewährleisten und die Lebensdauer verlängern. Der gemeinsame Anteil der Bewertungen noch gewährleistet, gefährdet und Versagen Bauteil bzw. Tragwerk (54%) belegt überdies für einen großen Teil der Hallentragwerke und ihrer Tragsysteme die Erfüllung grundlegender Anforderungen an Bauwerke im Schadensfall (EC 0). Eine Verteilung ohne solche Bewertungen, die den zumeist un stetigen Übergang zwischen standsicher und Einsturz graduell unterteilen, würde bedeuten, dass Tragwerke ohne Vorankündigung ihre Standsicherheit verlieren und einstürzen. Im Sinne des Abwendens eines Einsturzes kennzeichnen die vorgenannten Bewertungen genau den Handlungsspielraum, in dem noch rechtzeitig reagiert werden kann (vgl. Bild G4-3 oben). Tragwerke sind natürlichen und nicht natürlichen Abnutzungen unterworfen. Der Inspektion, vgl. Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V. (2015), Wartung und Instandsetzung von Tragkonstruktionen auch aus Holz kommt insofern eine große Bedeutung zu. In der Planung muss daher die Zugänglichkeit zu tragenden Bauteilen für Inspektionen bestmöglich berücksichtigt werden. Entscheidend für den Erfolg einer Instandhaltungsmaßnahme ist allerdings nicht nur die geschuldete Sachkunde, sondern auch die Unabhängigkeit der beauftragten Personen und Firmen.

Tabelle G4-10 Bewertungen zur Standsicherheit.

Standsicherheit	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
gewährleistet	58/709	8,2
noch gewährleistet	109/709	15,4
gefährdet	178/709	25,1
Versagen Bauteil	96/709	13,5
Versagen Tragwerk	3/709	0,4
Einsturz Bauteil	16/709	2,3
Einsturz Tragwerk	41/709	5,8
keine Angabe	208/709	29,3

Von 127 Schadensfällen ist das Jahr und bei 100 der Monat, in dem ein für die Standsicherheit relevanter Initialschaden auftrat, genau bekannt. Solche Schäden sind insbesondere Risse in Faserrichtung, Zug- und Schubbrüche. Sie stehen im Zusammenhang mit Schnittkräften, die in der Regel unter Einwirkung von Schnee Höchstwerte erreichen und daher eine jahreszeitliche Abhängigkeit aufweisen. Während in Bild G4-11 oben, die Jahre, in denen ein Schaden eintrat, gleichmäßig verteilt sind (1956 ausgenommen), wird in Bild G4-11 unten, für Januar bis März eine höhere Eintrittswahrscheinlichkeit deutlich als für die übrigen Monate. Es besteht folglich Übereinstimmung mit der Annahme, dass trockenes (Innen-)Klima im Winter und Vorfrühling zusammen mit Einwirkungen aus Schnee für die standsicherheitsrelevanten Initialschäden, insbesondere für Risse in Faserrichtung, zumindest mit auslösend sind. Davon unabhängig wurde in der überarbeiteten Schneelastnorm von 2005 (DIN 1055-5) bzw. 2010 (NA zu EC 1 Teil 1-3) – im Unterschied zur Fassung von 1975 (DIN 1055-5) – der charakteristische Wert der anzusetzenden Schneelast für höhere Lagen fallweise deutlich angehoben, vgl. Schroeter (2007). Werden diejenigen Hallentragwerke aus der Datenbank isoliert betrachtet, für die nach gegenwärtiger Normung eine effektiv um mehr als 25% höhere Schneelast anzusetzen wäre als noch nach der Fassung von 1975, dann beträgt der Anteil der Bauteile und Tragwerke mit Versagen oder Einsturz das 2- bis 3fache im Vergleich mit der Auswertung der kompletären Hallentragwerke. Insofern war eine aus heutiger Sicht überhöhte Schneebelastung in der Vergangenheit in einigen Fällen mit Ursache für Formen des Versagens und Einsturzes. Ein Anheben der charakteristischen Werte der Schneelast in höheren Lagen ist nachweislich der richtige Schritt zum Abbau einer hinsichtlich der geografischen Lage unausgewogenen Standsicherheit. Bei über 35% der standsicherheitsrelevanten Schäden lag eine Spanne von fünf Jahren zwischen Baujahr und Schadenseintritt, bei der Mehrheit der Fälle waren es zehn (Bild G4-12). Das frühe Eintreten von Schäden, beherrscht von Rissen in Faserrichtung, ist die Folge der Holz Trocknung z. B. durch rasches Beheizen. Es resultieren daraus ungünstige Eigen- bzw. Querspannungen.

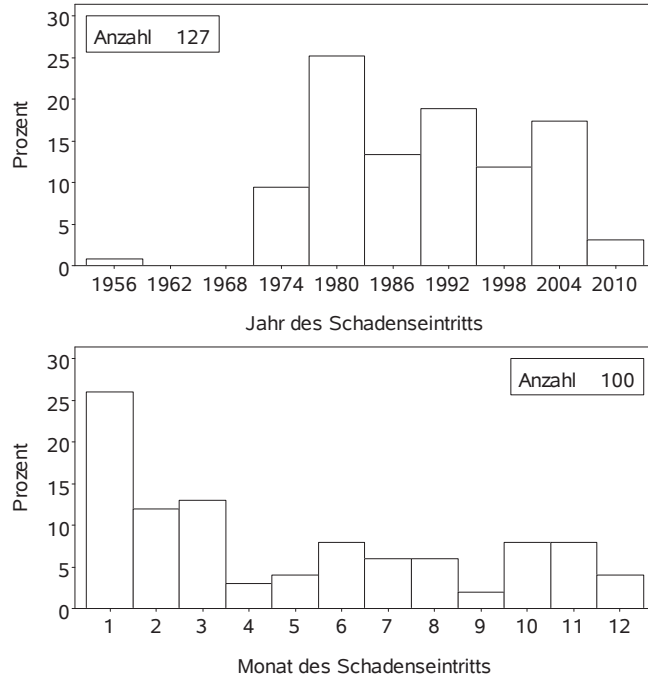


Bild G4-11 Häufigkeitsverteilung des Jahres (oben) und Monats (unten), in dem ein standsicherheitsrelevanter Initialschaden eingetreten ist.

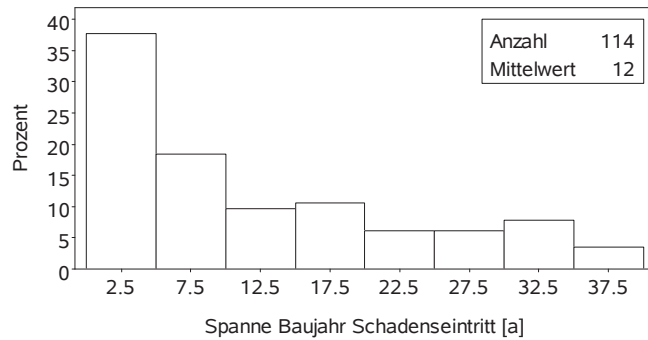


Bild G4-12 Häufigkeitsverteilung der Spanne zwischen Baujahr und Eintritt von standsicherheitsrelevanten Schäden.

Fehlerquellen

Insgesamt verteilen sich 1282 Fehlerquellen auf 709 Schäden. Mit einem Schaden sind somit im Mittel fast zwei Quellen assoziiert. Wenn ein Kausalzusammenhang gegeben ist (vgl. Bild G4-13), wurde eine Fehlerquelle ohne Gewichtung einem Schaden zugeordnet, d. h. sie wird entweder ganz oder nicht mit einem solchen verknüpft. Auch gibt es keine Rangfolge innerhalb der Quellen, die ihnen eine spezifische quantitative Bedeutung zukommen lässt oder sie untereinander vergleichbar macht. Die einzelnen Anteile der Fehlerquellen zeigt Tabelle G4-11. Darin werden zunächst die Schwerpunkte der Ursachen für die hier analysierten Schäden deutlich: Hauptsächlich werden Schäden im Zusammenhang mit der Konstruktion (29%) beobachtet. Das sind vor allem solche, in denen Querkzugspannungen wirken oder die einen mangelhaften baulichen Holzschutz aufweisen. Klimawechsel (12,6%), Schwinden oder Quellen (9,8%), nur alleine betrachtet, Belastung (9,5%), Materialqualität (7,1%), Planung (9,0%), Bauphysik (6,3%) und Ausführung (5,2%) sind von mäßiger Bedeutung. Eine untergeordnete Rolle spielen ungünstige Einflüsse aus Montage, Feuchtigkeit und Instandhaltung.



Bild G4-13 Umstände, die zu Schäden führen können: Während der Planung/Ausführung nicht realisierte Gabellagerung (oben links), der Bauphysik zuzuzählende mögliche Rissbildung in BS-Holz durch lokale Aufheizung/Austrocknung hinter geplanten Verglasungen (oben rechts), durch die Montage bedingte Bewitterung von BS-Holz (unten links) und Konstruktion von Dübelkreisen, in denen beim Schwinden Zwangsspannungen wirken (unten rechts).

Tabelle G4-11 Verteilung der allgemeinen Fehlerquellen.

Fehlerquellen	Anzahl/Gesamt	Anteil [%]
Planung	115/1282	9,0
Ausführung	67/1282	5,2
Montage	27/1282	2,1
Bauphysik	81/1282	6,3
Belastung	122/1282	9,5
Konstruktion	372/1282	29,0
Materialqualität	91/1282	7,1
Feuchtigkeit	27/1282	2,1
Insekten	0/1282	0,0
Klimawechsel	162/1282	12,6
Schwinden oder Quellen	125/1282	9,8
Instandhaltung	12/1282	0,9
keine Angabe	81/1282	6,3

Abschließend schlüsselt Tabelle G4-12 alle Verknüpfungen zwischen Initialschäden und Fehlerquellen auf. Für die im Holzbau besonders nachteiligen Schäden wie Fäule, Risse in Faserrichtung sowie Schub- und Zugbruch lassen sich mittels Tabelle G4-12 diejenigen Fehlerquellen als Hauptursachen festlegen, die die meisten Verknüpfungen aufweisen:

- Konstruktion (40%) + Feuchtigkeit (20%) → Fäule
- Konstruktion (34%) + Klimawechsel (16%) → Risse in Faserrichtung
- Konstruktion (19%) + Belastung (17%) + Materialqualität (14%) → Schubbruch
- Belastung (26%) + Materialqualität (24%) → Zugbruch

Die gerundeten Prozentwerte in Klammern entsprechen denjenigen in Tabelle G4-12. Kriterium für die Auswahl der vier Fehlerquellen-Kombinationen war, dass die Summe ihrer Anteile jeweils mindestens 50% beträgt, wodurch die angegebenen Kombinationen ihre Bedeutung als Hauptursache erhalten. Zum Beispiel entfallen bei Fäule 40% der Verknüpfungen auf die Fehlerquelle Konstruktion und 20% auf Feuchtigkeit. Bei Rissen in Faserrichtung und Schubbrüchen tritt die Konstruktion mit 34% bzw. 19% hervor. Die Schadensursachen liegen daher insbesondere in der Wahl oder im Entwurf einer ungeeigneten Konstruktion, die durch mangelhafte Planung und Detaillierung gekennzeichnet ist. Außergewöhnlich hohe Belastungen (im Sinne des probabilistischen Sicherheitskonzepts) und schlechte Materialqualität zählen zu den Hauptursachen der erfassten Schub- bzw. Zugbrüche.

Konsequenzen

Da die unmittelbare Einflussnahme der Ingenieure auf außergewöhnlich hohe Belastungen, z. B. durch Schneelasten weit oberhalb der charakteristischen Werte, und auf die Materialqualität gering ist, wird nach den Erkenntnissen dieser Analyse der eigentliche Schlüssel zur Schadensvermeidung in der Verbesserung des Konstruktionsprozesses gesehen, der Ausarbeitung eines Entwurfs mittels technischer Berechnungen und Überlegungen. Branchenübergreifende Hinweise zum erfolgreichen Konstruieren enthält die VDI-Richtlinie 2221 (1993). Die wichtigsten Schlussfolgerungen, die sich im Einzelnen für die verantwortlich am Bauprozess Beteiligten ergeben, sind folgende:

- **Planer:** Vermeidung von Querzugspannungen oder Dimensionierung von Querzugverstärkungen; Berücksichtigung des baulichen Holzschutzes mit kategorischem Verzicht auf frei bewittertes Fichten-BS-Holz; Kenntnis um den ungünstigen Einfluss von Klimawechseln und hohen Temperaturbelastungen auf Bauteile aus BS-Holz, vertiefende Hinweise hierzu in Möhler und Steck (1980), Häglund (2010) und Gamper et al. (2013); Berücksichtigung des Schwindens und Quellens auch hinsichtlich der bei BS-Holz künstlich geschaffenen Anisotropie der Schwind- und Quellmaße; Entwurf von Tragwerken, deren mögliche durch außerhalb von Normen liegende Einflüsse bedingte Schädigung begrenzt ist, näheres hierzu, den allgemeinen Hochbau betreffend, in Kersken-Bradley (1992), Pötzl (1996) und Harte et al. (2007); Sicherstellung der Zugänglichkeit zu Bauteilen von Tragsystemen für Inspektionen sowie Berücksichtigung der Austauschbarkeit gefährdeter und starker Abnutzung unterliegender Bauteile; Einplanen von Monitoringverfahren (Riedner, 2007, Fellmoser, 2011, Pawlowski et al., 2013); schließlich Maßnahmen gegen Zeitdruck während der Planungs- und Ausführungsphase.
- **BS-Holz-Hersteller:** Holzrocknung bis zur Gleichgewichtsfeuchte, die im Bauwerk zu erwarten ist, siehe Gamper et al. (2013); ggf. Oberflächenschutz, um einen Feuchtigkeitsaustausch zwischen Holz und Umgebung zu verzögern, siehe Möhler und Steck (1980).
- **Bauunternehmer:** Sorgfältiger Schutz des Holzes während der Bauphase.

Tabelle G4-12 Initialschäden und zugeordnete Fehlerquellen. Abkürzungen in Bild G4-1.

	Plan	Ausf	Mont	Bauph	Belast	Konst	Mat- qual	Feuch	Klimaw	SwiQue	Inst	k.A. ⁺	Σ
Verf	1	9	2	2	9	2	1	0	0	1	0	1	28
	3,57 [*]	32,1	7,14	7,14	32,1	7,14	3,57	0	0	3,57	0	3,57	
Kni	2	2	0	0	3	0	0	0	0	0	0	1	8
	25	25	0	0	37,5	0	0	0	0	0	0	12,5	
Durchf	1	0	1	7	0	2	0	3	0	0	1	0	15
	6,67	0	6,67	46,7	0	13,3	0	20	0	0	6,67	0	
Fäule	2	1	0	6	1	22	1	11	0	0	7	4	55
	3,64	1,82	0	10,9	1,82	40	1,82	20	0	0	12,7	7,27	
BläSchi	0	1	0	5	0	0	0	2	0	0	0	0	8
	0	12,5	0	62,5	0	0	0	25	0	0	0	0	
Korr	0	2	0	3	0	1	0	3	0	0	0	0	9
	0	22,2	0	33,3	0	11,1	0	33,3	0	0	0	0	
Querdru	4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	5
	80	0	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	
RiFa	87	29	22	51	51	325	61	4	155	119	1	60	965
	9,02	3,01	2,28	5,28	5,28	33,7	6,32	0,41	16,1	12,3	0,1	6,22	
Schubbr	7	5	0	4	11	12	9	1	6	5	0	4	64
	10,9	7,81	0	6,25	17,2	18,8	14,1	1,6	9,38	7,81	0	6,25	
Zugbr	8	10	0	3	14	2	13	2	0	0	1	2	55
	14,6	18,2	0	5,45	25,5	3,64	23,6	3,6	0	0	1,82	3,64	
Schubbr o. Zugbr	1	0	0	0	8	3	2	0	1	0	0	0	15
	6,67	0	0	0	53,3	20	13,3	0	6,67	0	0	0	
Block- sch	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
unbek	2	8	2	0	24	3	4	1	0	0	2	7	53
	3,77	15,1	3,77	0	45,3	5,66	7,55	1,89	0	0	3,77	13,2	
Σ[#]	115	67	27	81	122	372	91	27	162	125	12	81	1282
	8,97	5,23	2,11	6,32	9,52	29	7,1	2,11	12,6	9,75	0,94	6,32	100

Fehlerquellen (1. Zeile) und Initialschäden (1. Spalte); Anzahl (oben) und Prozentwerte (unten)

* Beispiel: $1/28 \cdot 100 = 3,57\%$

+ keine Angabe

Summen und prozentuale Anteile in Tabelle G4-11

G4.3 Zusammenfassung

Etwa 70% der hier analysierten unabhängigen Schäden sind Risse in Faserrichtung. Fäule, Schub- und Zugbrüche machen jeweils rund 6% aus. Die übrigen 12% betreffen die Gebrauchstauglichkeit. Schäden werden insbesondere im Zusammenhang mit Konstruktionen beobachtet, in denen Querkzugspannungen wirken. Klimawechsel, Ursache zyklischer Veränderungen der Holzfeuchte, sind von großer Bedeutung für Risse in Faserrichtung bei BS-Holz. Das Schwinden ganzer Querschnitte sowie Fehlerquellen bezüglich Belastung, Materialqualität, Planung, Bauphysik und Ausführung sind von mäßiger Bedeutung für Schäden. Eine untergeordnete Rolle spielen abträgliche Einflüsse aus Montage, Instandhaltung und externer Feuchtigkeit. Um Schäden zu vermeiden, muss insbesondere der Konstruktion hinsichtlich des Entwurfs, der Berechnung und Detaillierung mehr Aufmerksamkeit geschenkt werden. Querkzugspannungen, die für ein lokales oder globales Gleichgewicht von Bauteilen erforderlich sind, sollten vermieden oder durch Verstärkungen aufgenommen werden. Die Schadensanalyse stützt insbesondere diese Feststellungen: Nur BS-Holz-Bauteile mit einem großen schubbeanspruchten Volumen wurden durch Schubbrüche auffällig; das Anheben der charakteristischen Werte der Schneelast im Nationalen Anhang des EC 1 für höhere Lagen im Vergleich mit den Werten der Schneelastnorm von 1975 ist ein richtiger Schritt hinsichtlich einer von geografischen Merkmalen unabhängigen Standsicherheit.

G4.4 Literatur

Dieser Beitrag wurde bereits publiziert: Frese M, Grün A.-K. und Blaß H.J. (2015). Schäden an Hallentragwerken aus Holz: Beschreibung – Ursachen – Vermeidung. KIT Scientific Working Paper No. 31, ISSN 2194-1629.

Schmitt-Thomas K.G. (2005). Integrierte Schadensanalyse – Technikgestaltung und das System des Versagens. 2. Aufl., Springer-Verlag, Berlin.

Blaß H.J. und Frese M. (2010). Schadensanalyse von Hallentragwerken aus Holz. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau Band 16, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.

Möhler K. und Steck G. (1980). Untersuchungen über die Rißbildung in Brettschichtholz infolge Klimabeanspruchung. Bauen mit Holz 82:194-200.

Häglund M. (2010). Parameter influence on moisture induced eigenstresses in timber. European Journal of Wood and Wood Products 68:397-406.

Hansson M. und Larsen H.J. (2005). Recent failures in glulam structures and their causes. Engineering Failure Analysis 12:808-818.

Frese M. (2011). Wechselwirkung zwischen der Anisotropie der Schwind- und Quellmaße sowie Holzfeuchteänderungen in der Ebene von gekrümmtem Brettschichtholz. European Journal of Wood and Wood Products 69:359-367.

American Institute of Timber Construction (1994). Timber Construction Manual. 4th Ed., John Wiley & Sons, New York.

Larsen H.J. und Riberholt H. (1983). Trækonstruktioner, Beregning. SBI-Anvisning 135. Statens Byggeforskningsinstitut, Denmark.

Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V. (2015). Leitfaden zu einer ersten Begutachtung von Hallentragwerken aus Holz. Online-Publikation, 9.4.2015, http://www.brettschichtholz.de/publish/binarydata/pdfs/aktuelles/stghb_leitfaden-hallentragwerke-2014_print_140218.pdf.

Schroeter H. (2007). Erläuterungen und Beispiele zur Lastnorm DIN 1055 neu. Bautechnik 84:559-571.

VDI-Richtlinie 2221 (1993). Methodik zum Entwickeln und Konstruieren technischer Systeme und Produkte.

Gamper A., Dietsch P., Merk M. und Winter S. (2013). Gebäudeklima – Langzeitmessung zur Bestimmung der Auswirkungen auf Feuchtegradienten in Holzbauteilen. Bautechnik 90:508-519.

Kersken-Bradley M. (1992). Unempfindliche Tragwerke – Entwurf und Konstruktion. Bauingenieur 67:1-5.

Pötzl M. (1996). Robuste Tragwerke – Vorschläge zu Entwurf und Konstruktion. Bauingenieur 71:481-488.

Harte R., Krätzig W.B. und Petryna Y.S. (2007). Robustheit von Tragwerken – ein vergessenes Entwurfsziel? Bautechnik 84:225-234.

Riedner W. (2007). Sicherheit und Überwachung von weitgespannten Hallensystemen. Bautechnik 84:78-80.

Fellmoser P. (2011). Monitoring von Holzkonstruktionen. Bauingenieur 86:541-543.

Pawlowski R., Henke K., Schregle P. und Winter S. (2013). Überwachung von Bauwerksverformungen mittels digitaler Bildverarbeitung. Bauingenieur 88:214-221.

Anlagen

Anlage 1: Dynamischer Elastizitätsmodul

Im Folgenden wird exemplarisch für den Fall der Längsschwingungen die Gleichung hergeleitet, mit welcher der dynamische E-Modul aus der gemessenen ersten Eigenschwingung berechnet werden kann. Die hier hergeleitete Gleichung (1) entspricht Gleichung (B5-1).

Notwendige Grundgleichungen, Definitionen siehe Bild A1:

$$\sigma = \frac{F}{A} = E \cdot \varepsilon \Rightarrow F = A \cdot E \cdot \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$F = F(x) - F(x + dx) = \frac{\partial F}{\partial x} \cdot dx = \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left(A \cdot E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \right) \cdot dx \quad (a)$$

$$F = m \cdot a = m \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (b)$$

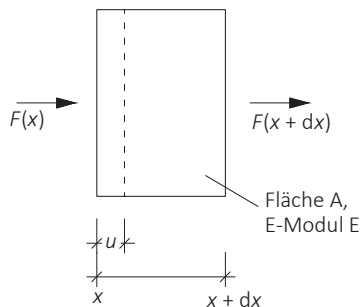


Bild A1 Definitionen.

Annahme: Fläche A und E-Modul E sind konstant \rightarrow keine Querkontraktion.

Gleichungen (a) und (b) gleichsetzen:

$$m \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left(A \cdot E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \right) \cdot dx$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{A \cdot dx \cdot E}{m} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

Mit $A \cdot dx = \text{Volumen } V$, Dichte $\rho = m/V$:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = c_{\text{long}}^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (\text{c})$$

Im langen, dünnen Stab (Querkontraktion vernachlässigbar) gilt also:

$$c_{\text{long}} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (\text{d})$$

mit c_{long} = longitudinale Schallgeschwindigkeit und der Wellenlänge λ :

$$\lambda = c_{\text{long}} \cdot T \quad \text{mit } T = \text{Periode} \quad (\text{e})$$

Nun wird der Fall der Resonanz betrachtet:

$$\text{Resonanz} \Leftrightarrow \text{Stablänge } \ell = n \cdot \frac{\lambda}{2} \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (\text{f})$$

Aus Gleichungen (e) und (f) folgt die erste Grundschiwingung:

$$T = \frac{\lambda}{c_{\text{long}}} = \frac{2 \cdot \ell}{n \cdot c_{\text{long}}} \Leftrightarrow c_{\text{long}} = \frac{2 \cdot \ell}{n \cdot T}$$

Einsetzen in Gleichung (d) mit $T = 1/f$:

$$\frac{2 \cdot \ell}{T} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \Leftrightarrow \frac{4 \cdot \ell^2}{T^2} = \frac{E}{\rho} \Leftrightarrow \boxed{E = 4 \cdot \ell^2 \cdot f^2 \cdot \rho} \quad (\text{1})$$

Anlage 2: Spannungsinteraktionen

Mehrxiale Spannungszustände

Durch die Anisotropie des Holzes führen Beanspruchungen unter einem Winkel zur Faserrichtung zu mehraxialen Spannungszuständen. Dies ist in Bild A2 zu sehen, bei dem eine Druckbeanspruchung σ_{compr} unter einem Winkel α zur Faserrichtung zu Normalspannungen parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung σ_{parallel} und $\sigma_{\text{perpendicular}}$ und zu Schubbeanspruchungen τ führen. In EC 5 wird diese Tatsache über Interaktionsgleichungen in Abhängigkeit von Winkel α berücksichtigt (siehe z. B. Gleichungen (D1-2) oder (D1-6)). Im Folgenden wird die Herleitung dieser Gleichungen gezeigt, um die in EC 5 gegebenen Gleichungen nachvollziehen und ihren mechanischen Hintergrund besser verstehen zu können. Grundlage der Herleitung ist die Annahme eines linearen Interaktionskriteriums (siehe auch Bild D1-7).

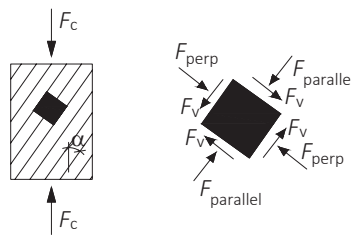


Bild A2 Mehraxialer Spannungszustand in Druckprobe.

Herleitung Hankinson-Gleichung

Im ersten Schritt werden nur Normalspannungen berücksichtigt; $F_v = \tau = 0$.

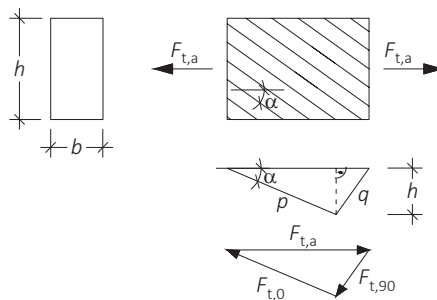


Bild A3 Stück Holz mit Zugbeanspruchung unter Winkel α zur Faserrichtung.

Trigonometrische Beziehungen (Bild A3):

$$\sin \alpha = \frac{h}{p} \rightarrow p = \frac{h}{\sin \alpha} \quad (\text{a})$$

$$\cos \alpha = \frac{h}{q} \rightarrow q = \frac{h}{\cos \alpha} \quad (\text{b})$$

$$\sin \alpha = \frac{F_{t,90}}{F_{t,\alpha}} \rightarrow F_{t,\alpha} = \frac{F_{t,90}}{\sin \alpha} \quad (\text{c})$$

$$\cos \alpha = \frac{F_{t,0}}{F_{t,\alpha}} \rightarrow F_{t,\alpha} = \frac{F_{t,0}}{\cos \alpha} \quad (\text{d})$$

Von Kraft zu Spannung:

$$\sigma_{t,0} = \frac{F_{t,0}}{b \cdot q} \stackrel{(\text{b})}{=} \frac{F_{t,0} \cdot \cos \alpha}{b \cdot h} \rightarrow F_{t,0} = \frac{\sigma_{t,0} \cdot b \cdot h}{\cos \alpha} \quad (\text{i})$$

$$\sigma_{t,90} = \frac{F_{t,90}}{b \cdot p} \stackrel{(\text{a})}{=} \frac{F_{t,90} \cdot \sin \alpha}{b \cdot h} \rightarrow F_{t,90} = \frac{\sigma_{t,90} \cdot b \cdot h}{\sin \alpha} \quad (\text{ii})$$

$$\sigma_{t,\alpha} = \frac{F_{t,\alpha}}{b \cdot h} \stackrel{(\text{c})}{=} \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{t,0}}{b \cdot h \cdot \cos \alpha} \\ \frac{F_{t,90}}{b \cdot h \cdot \sin \alpha} \end{array} \right. \quad (\text{iii})$$

$$(\text{iv})$$

Versagenskriterium – Annahme einer linearen Interaktion ohne Schubspannungen:

$$\frac{\sigma_{t,0}}{f_{t,0}} + \frac{\sigma_{t,90}}{f_{t,90}} = 1 \quad (\text{I})$$

Einsetzen:

$$\text{(i) in (iii): } \sigma_{t,\alpha} = \frac{\sigma_{t,0}}{\cos^2 \alpha} \rightarrow \sigma_{t,0} = \sigma_{t,\alpha} \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{II})$$

$$\text{(ii) in (iv): } \sigma_{t,\alpha} = \frac{\sigma_{t,90}}{\sin^2 \alpha} \rightarrow \sigma_{t,90} = \sigma_{t,\alpha} \cdot \sin^2 \alpha \quad (\text{III})$$

(II) + (III) in (I):

$$\frac{f_{t,\alpha} \cdot \cos^2 \alpha}{f_{t,0}} + \frac{f_{t,\alpha} \cdot \sin^2 \alpha}{f_{t,90}} = 1 \quad \text{mit } \sigma_{t,\alpha} = f_{t,\alpha} \quad (\text{2})$$

Die so erhaltene Gleichung (2) wird nun nach $f_{t,\alpha}$ aufgelöst:

$$f_{t,\alpha} = \frac{f_{t,0} \cdot f_{t,90}}{f_{t,0} \cdot \sin^2 \alpha + f_{t,90} \cdot \cos^2 \alpha} = \frac{f_{t,0}}{\frac{f_{t,0}}{f_{t,90}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3)$$

Gleichung (3) ist die sogenannte Hankinson-Gleichung. Die Herleitung gilt für Druck- oder Zugbeanspruchung, d. h. der Index „t“ für tension kann mit dem Index „c“ für compression ersetzt werden. Dann entspricht der mittlere Ausdruck in Gleichung (3) Gleichung (D1-1), während der letzte Ausdruck unter Berücksichtigung des Beiwertes $k_{c,90}$ in der Interaktionsgleichung (D1-6) in EC 5 verwendet wird.

Erweiterung mit Schub

Es kommt der folgende Ausdruck hinzu (Definitionen siehe Bild A3):

$$\tau = \frac{F_{t,0}}{p \cdot b} = \frac{F_{t,\alpha} \cdot \cos \alpha}{b \cdot \frac{h}{\sin \alpha}} = \frac{F_{t,\alpha} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{b \cdot h} = \frac{(\sigma_{t,\alpha} \cdot b \cdot h) \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{b \cdot h} = \sigma_{t,\alpha} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (IV)$$

Wiederum Annahme einer linearen Interaktion:

$$\frac{\sigma_{t,0}}{f_{t,0}} + \frac{\sigma_{t,90}}{f_{t,90}} + \frac{\tau}{f_v} = 1$$

Einsetzen von (I), (II) und (IV)

$$\frac{f_{t,\alpha} \cdot \cos^2 \alpha}{f_{t,0}} + \frac{f_{t,\alpha} \cdot \sin^2 \alpha}{f_{t,90}} + \frac{f_{t,\alpha} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{f_v} = 1$$

und Auflösen (mit $\sigma_{t,\alpha} = f_{t,\alpha}$):

$$f_{t,\alpha} = \frac{f_{t,0}}{\cos^2 \alpha + \frac{f_{t,0}}{f_{t,90}} \cdot \sin^2 \alpha + \frac{f_{t,0}}{f_v} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha} \quad (4)$$

Gleichung (4) wird in Gleichung (D1-2) für den Nachweis einer Zugbeanspruchung unter einem Winkel α zur Faserrichtung verwendet.

Quadratische Interaktion

Wenn nun anstatt einer linearen eine quadratische Interaktion angenommen wird, verändert sich Gleichung (4) wie folgt:

$$\left(\frac{\sigma_{t,0}}{f_{t,0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{t,90}}{f_{t,90}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_v}\right)^2 = 1 \quad \text{(quadratische Interaktion)}$$

$$\frac{f_{t,\alpha}^2 \cdot \cos^4 \alpha}{f_{t,0}^2} + \frac{f_{t,\alpha}^2 \cdot \sin^4 \alpha}{f_{t,90}^2} + \frac{f_{t,\alpha}^2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha}{f_v^2} = 1 \quad \text{(einsetzen von (I), (II), (IV))}$$

Auflösen nach $f_{t,\alpha}$:

$$f_{t,\alpha} = \frac{f_{t,0}}{\sqrt{\cos^4 \alpha + \left(\frac{f_{t,0}}{f_{t,90}}\right)^2 \cdot \sin^4 \alpha + \left(\frac{f_{t,0}}{f_v}\right)^2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha}} \quad (5)$$

Gleichung (5) findet sich im Nachweis eines Versatzes wieder, Gleichung (E9-3) (dort mit Druck- anstatt mit Zugfestigkeiten). Der Unterschied zwischen den beiden Gleichungen besteht in einem Vorfaktor 2, mit dem die Querdruk- und die Schubfestigkeit in Gleichung (E9-3) erhöht werden. Dieser Vorfaktor 2 ist empirischer Natur. Traglastversuche mit Versätzen zeigen, dass das quadratische Interaktionskriterium nach Gleichung (5) mit doppelten Querdruk- bzw. Schubfestigkeiten besser mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt.

Fall eines angeschnittenen Randes

In Bild A3 wurde als Ausgangsspannung eine Spannung parallel zum Rand betrachtet. Im Fall von angeschnittenen Trägerrändern wird als Ausgangsspannung jedoch eine Spannung parallel bzw. rechtwinklig zur Faserrichtung betrachtet, Bild A4.

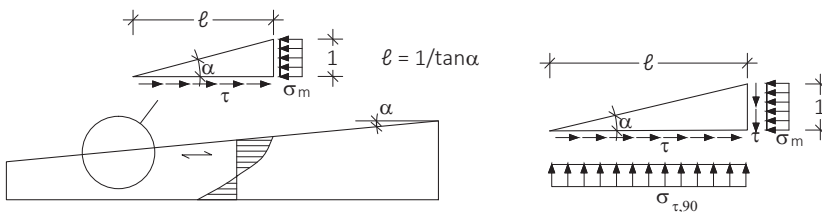


Bild A4 Angeschnittener Trägerrand mit Spannungen parallel bzw. rechtwinklig zur Faserrichtung. Links: Schnittkräfte am betrachteten infinitesimalen Trägerstück. Rechts: Schubspannungen stehen rechtwinklig aufeinander und sind gleich groß, wodurch sich aus Gleichgewichtsgründen eine Querspannung $\sigma_{\tau,90}$ ausbildet.

Das Kräftegleichgewicht in horizontaler und vertikaler Richtung ergibt:

$$\sum H = 0 = \sigma_m \cdot 1 - \tau \cdot \ell = \sigma_m - \frac{\tau}{\tan \alpha} \quad \Rightarrow \quad \tau = \sigma_m \cdot \tan \alpha \quad (x)$$

$$\sum V = 0 = \tau \cdot 1 - \sigma_{t,90} \cdot \ell = \tau - \frac{\sigma_{t,90}}{\tan \alpha} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{t,90} = \tau \cdot \tan \alpha \quad (y)$$

Einsetzen von (x) in (y):

$$\sigma_{t,90} = \sigma_m \cdot \tan \alpha \cdot \tan \alpha = \sigma_m \cdot \tan^2 \alpha \quad (z)$$

Einsetzen in eine quadratische Interaktion mit Schub:

$$\left(\frac{\sigma_m}{f_m}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{t,90}}{f_{t,90}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_v}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_m}{f_m}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_m \cdot \tan^2 \alpha}{f_{t,90}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_m \cdot \tan \alpha}{f_v}\right)^2 = 1$$

Und Auflösen nach $\sigma_{t,0}$:

$$\sigma_m^2 \cdot \left(\frac{1}{f_m^2} + \frac{\tan^4 \alpha}{f_{t,90}^2} + \frac{\tan^2 \alpha}{f_v^2} \right) = 1 \quad \Rightarrow$$

$$\sigma_m = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{f_m^2} + \frac{\tan^4 \alpha}{f_{t,90}^2} + \frac{\tan^2 \alpha}{f_v^2}}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{f_m^2} \cdot \left(1 + \frac{f_m^2}{f_{t,90}^2} \cdot \tan^4 \alpha + \frac{f_m^2}{f_v^2} \cdot \tan^2 \alpha \right)}}$$

Weitere Umformungen ergeben:

$$\sigma_m = \frac{f_m}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_m}{f_{t,90}}\right)^2 \cdot \tan^4 \alpha + \left(\frac{f_m}{f_v}\right)^2 \cdot \tan^2 \alpha}} \quad (6)$$

Gleichung (6) wird im Nachweis von Trägern mit angeschnittenem Rand verwendet, siehe Gleichung (D4-5) mit Gleichungen (D4-6) und (D4-7). Auch dort werden zusätzliche Vorfaktoren zur Verminderung bzw. Erhöhung der Schubfestigkeit verwendet. Bei Zugspannungen entlang des angeschnittenen Randes beträgt der Vorfaktor 0,75. Es wird also nur 75% der Schubfestigkeit angesetzt, da bei gleichzeitig wirkenden Querkzugspannungen die Schubfestigkeit sinkt (Gleichung (D4-6)). Bei gleichzeitig wirkenden Querdruckspannungen ist das Gegenteil der Fall, die Schubfestigkeit wird höher. Dies spiegelt sich in einem Vorfaktor von 1,5 für die Schubfestigkeit wider, der im Fall von Druckspannungen entlang des angeschnittenen Randes angegeben ist (Gleichung (D4-7)).

Anlage 3: Elastische Knicklast und Knicklängen

Herleitung elastische Knicklast Euler-Fall II

Die elastischen Knicklasten der in Bild D2-7 gezeigten vier Eulerfälle können analytisch hergeleitet werden. Dies wird hier beispielhaft für den Eulerfall II getan, die in Bild A5 gezeigte Pendelstütze mit schlankem Querschnitt.

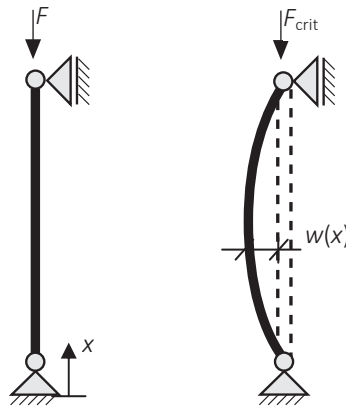


Bild A5 Beidseits gelenkig gelagerter Druckstab der Länge L , $E \cdot I = \text{const.}$ (STEP 1995 Beitrag B6)

Für den in Bild A5 gezeigten Druckstab gelten die folgenden beiden Gleichungen:

$$M(x) = F \cdot w(x) \quad (a)$$

$$\frac{M}{E \cdot I} = -w''(x) \quad (\text{Differentialgleichung der Biegelinie}) \quad (b)$$

Hierbei wird angenommen, dass es sich um ein homogenes, elastisches Material handelt und die Last in der Schwerpunktlinie angreift. Nun wird (a) in (b) eingesetzt:

$$\frac{F \cdot w(x)}{E \cdot I} = -w''(x) \Leftrightarrow w''(x) + \frac{F}{E \cdot I} \cdot w(x) = 0$$

Substitution mit $\alpha^2 = F/(E \cdot I)$ und Ansatz für die DGL:

$$w(x) = A \cdot \cos(\alpha \cdot x) + B \cdot \sin(\alpha \cdot x)$$

Mit den Bedingungen $w(x=0) = w(x=L) = 0$ folgt:

$$w(x=0) = A \cdot 1 + 0 = 0 \Rightarrow A = 0$$

$$w(x=L) = 0 + B \cdot \sin(\alpha \cdot L) = 0 \Leftrightarrow \sin(\alpha \cdot L) = 0 \Leftrightarrow \alpha \cdot L = n \cdot \pi \text{ mit } n=1,2,3,\dots$$

Die kleinste Knicklast F_{crit} ergibt sich also für $n = 1$, also für $\alpha = \pi/L$. Die Rücksubstitution ergibt dann die kritische Last F_{crit} des Eulerfalles II:

$$\alpha^2 = \frac{F}{E \cdot I} = \frac{\pi^2}{L^2} \Rightarrow F = F_{\text{crit}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (7)$$

Gleichung (7) entspricht Gleichung (D2-19).

Knicklängenbeiwerte einiger statischer Systeme

Stützenreihen

Falls an eine eingespannte Stütze Pendelstützen z. B. mittels eines durchlaufenden Riegels angeschlossen sind, wird die Knicklast der eingespannten Stütze durch die Normalkräfte N_i in den Pendelstützen abgemindert, da diese Horizontalkräfte im verformten System verursachen. Unter Berücksichtigung der nachgiebigen Einspannung am Stützenfuß ergibt sich der Knicklängenbeiwert für Ausknicken in der Systemebene (siehe Bild A6) näherungsweise zu:

$$\beta = \sqrt{\left(4 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_r \cdot K_r}\right) \cdot (1 + \alpha)}$$

Hierbei ist α in Bild A6 angegeben. Für die Pendelstützen muss selbstverständlich ein gewöhnlicher Knicknachweis mit der wirklichen Länge als Knicklänge geführt werden.

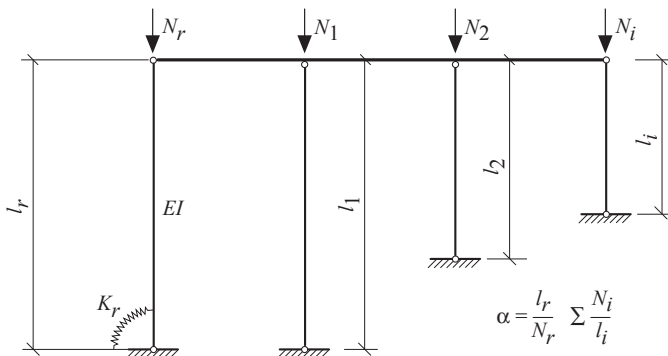


Bild A6 Stützenreihe. (STEP 1995 Beitrag B7)

Bögen

Für Zwei- und Dreigelenbögen (siehe Bild A7) mit Verhältniswerten h/ℓ zwischen 0,15 und 0,5 und praktisch konstantem Querschnitt kann die wirksame Knicklänge für Ausknicken in der Bogenebene angenommen werden zu:

$$\ell_{ef} = \beta \cdot s = 1,25 \cdot s$$

wobei s gleich der halben Bogenlänge ist. Für den Knicknachweis sollte die Normalkraft im Viertelpunkt verwendet werden.

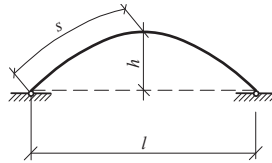


Bild A7 Zweigelenbogen. (STEP 1995 Beitrag B7)

Zwei- und Dreigelenrahmen

Für Zwei- und Dreigelenrahmen mit Normalkräften N_S und N_R im Stiel bzw. im Riegel und mit Stützenneigungen von $\alpha_S \leq 15^\circ$ (siehe Bild A8), kann folgende Näherungsgleichung für die Knicklänge der Stiele angewendet werden:

$$\ell_{ef} = \beta_S \cdot h \quad \text{mit} \quad \beta_S = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_S}{h} \cdot \left(\frac{1}{K_\phi} + \frac{s}{3 \cdot E \cdot I_R} \right) + \frac{E \cdot I_S \cdot N_R \cdot s^2}{E \cdot I_R \cdot N_S \cdot h^2}}$$

Die entsprechende Knicklänge des Riegels (falls $\alpha_R \leq 20^\circ$) beträgt:

$$\ell_{ef} = \beta_R \cdot s \quad \text{mit} \quad \beta_R = \beta_S \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_R \cdot N_S}{E \cdot I_S \cdot N_R}} \cdot \frac{h}{s}$$

Sind die Flächenmomente 2. Grades veränderlich, können die Querschnittswerte bei $0,65 \cdot s$ bzw. $0,65 \cdot h$ in die obigen Gleichungen eingesetzt werden (geometrische Definitionen siehe Bild A8).

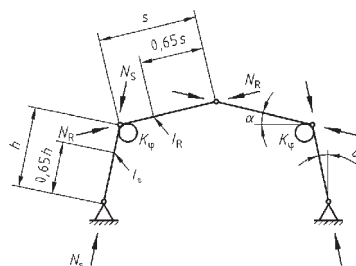


Bild A8 Dreigelenrahmen.

Rahmen mit Fachwerkriegeln und Rahmen mit V-förmigen Stützen

Die Knicklängen der Rahmenstiele in Bild A9 links und die Knicklängen der Rahmenriegel in Bild A9 rechts für Ausknicken in der Rahmenebene können abgeschätzt werden zu:

$$\ell_{ef} = 2 \cdot s_l + 0,7 \cdot s_o$$

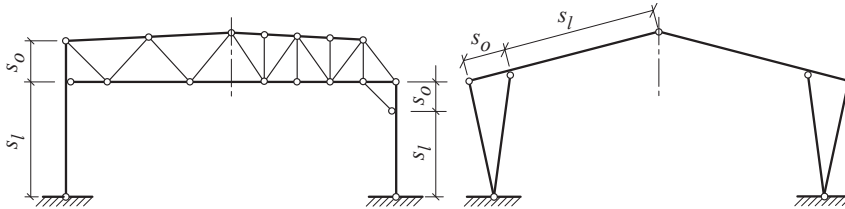


Bild A9 Rahmen mit Fachwerkriegeln (links) und Dreigelenkrahmen mit V-förmigen Stützen (rechts). (STEP 1995 Beitrag B7)

Rotationsknicken räumlicher Rahmensysteme

Für rotationssymmetrische Tragwerke (siehe Bild A10) sind grundsätzlich zwei Arten des Ausknickens zu untersuchen. Außer dem Ausknicken in der Ebene der Halbrahmen stellt auch das Rotationsknicken des räumlichen Tragwerks eine mögliche Form des Stabilitätsversagens dar. Dieses entsteht durch eine Verdrehung des Druckrings um die vertikale Symmetrieachse. Für $1 < \beta < 2$ und $a/s < 0,2$ gilt die folgende Näherungslösung für den Knicklängenbeiwert β für den Rahmenriegel:

$$\beta = \sqrt{1 + \frac{2 \cdot a}{s} + \frac{3 \cdot \pi^2 \cdot a \cdot E \cdot I}{4 \cdot s^2 \cdot (1 + a/s) \cdot K_r}}$$

Hier ist $E \cdot I$ die Biegesteifigkeit des Riegels um die vertikale Achse und K_r ist die Drehfedersteifigkeit der Verbindung zwischen Druckring und Riegel ebenfalls für Biegung um die vertikale Achse. Analog zum Vorgehen bei Zwei- und Dreigelenkrahmen mit veränderlichen Flächenmomenten 2. Grades können die Querschnittswerte bei $0,65 \cdot s$ eingesetzt werden.

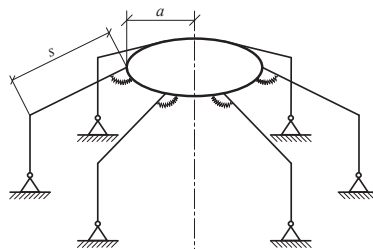


Bild A10 Rotationssymmetrischer räumlicher Rahmen. (STEP 1995 Beitrag B7)

Anlage 4: Herleitungen Kippen

Herleitung kritisches Biegemoment M_{crit}

Die im EC 5 verwendete Gleichung für das kritische Biegemoment kann analytisch hergeleitet werden. Dies wird im Folgenden gezeigt, wobei die folgenden Annahmen wichtig für das Verständnis sind:

- Der Träger wird durch ein konstantes Moment belastet und ist elastisch (nicht plastisch).
- Der Träger hat einen konstanten Rechteckquerschnitt und eine konstante Steifigkeit.
- Der Träger kann sich an den Auflagern nicht verdrehen (Gabellagerung).
- Der Kraftangriffspunkt ist im Schwerpunkt des Trägerquerschnittes.
- Der Trägerquerschnitt wölbt sich nicht und die Verdrillung ϕ ist sehr klein.

Grundgleichungen technische Biegelehre:

$$\frac{dQ}{dx} = -q, \quad \frac{dM}{dx} = Q, \quad \psi' = \frac{M}{E \cdot I}, \quad -\psi = w', \quad -w'' = \frac{M}{E \cdot I}$$

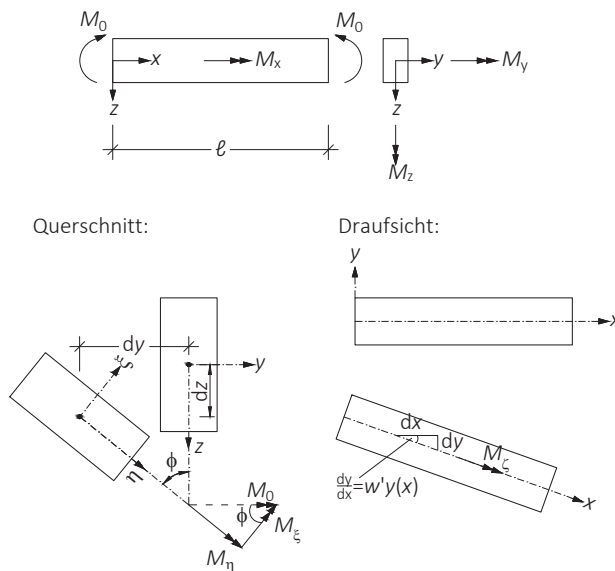


Bild A11 Definitionen gekippter Träger mit Rechteckquerschnitt und konstantem Moment M_0 .

Aus Bild A11 lassen sich die folgenden Beziehungen herleiten unter der Annahme eines kleinen Verdrillwinkels ϕ :

$$M_y : w''_z(x) = -\frac{M_\xi}{E \cdot I_y} \quad (\text{a})$$

$$M_z : w''_y(x) = -\frac{M_\eta}{E \cdot I_z} \quad (\text{b})$$

$$M_x (\text{keine Verwölbung}) : \phi'(x) = \frac{M_\zeta}{G \cdot I_T} \quad (\text{c})$$

$$\sin \phi = \frac{M_\eta}{M_0} \approx \phi \Rightarrow M_\eta = \phi \cdot M_0 \quad (\text{d})$$

$$\cos \phi = \frac{M_\xi}{M_0} \approx 1 \Rightarrow M_\xi = M_0 \quad (\text{e})$$

$$M_\zeta = w'_y(x) \cdot M_0 \quad (\text{f})$$

(d), (e), (f) in (a), (b), (c) einsetzen:

$$w''_z(x) = -\frac{M_0}{E \cdot I_y} \quad (\text{i})$$

$$w''_y(x) = -\frac{M_0}{E \cdot I_z} \cdot \phi \quad (\text{ii})$$

$$\phi'(x) = \frac{M_0}{G \cdot I_T} \cdot w'_y(x) \quad (\text{iii})$$

Gleichung (iii) nach x ableiten:

$$\phi''(x) = \frac{M_0}{G \cdot I_T} \cdot w''_y(x)$$

und in Gleichung (ii) einsetzen:

$$\frac{G \cdot I_T}{M_0} \cdot \phi''(x) + \frac{M_0}{E \cdot I_z} \cdot \phi(x) = \phi''(x) + \frac{M_0^2}{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} \cdot \phi(x) = 0$$

Nun Lösen des Differentialgleichungssystems:

AWP: $\phi(x=0, x=\ell) = 0$ (\rightarrow Gabellager und keine Verdrillung)

$$\text{Ansatz: } \phi = A \cdot \sin(\alpha \cdot x) + B \cdot \cos(\alpha \cdot x) \text{ mit } \alpha^2 = \frac{M_0^2}{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} \quad (\text{iv})$$

$$\phi(0) = A \cdot 1 + 0 = 0 \rightarrow A = 0$$

$$\phi(\ell) = B \cdot \cos(\alpha \cdot \ell) = 0 \leftrightarrow \cos(\alpha \cdot \ell) = 0 \leftrightarrow \alpha \cdot \ell = n \cdot \pi \leftrightarrow \alpha = (n \cdot \pi) / \ell$$

Maßgebend (kleinstes kritisches Moment): $n = 1 \rightarrow \alpha = \pi / \ell$

Einsetzen in (iv):

$$\alpha^2 = \frac{M_0^2}{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} = \frac{\pi^2}{\ell^2}$$

Auflösen nach $M_0 = M_{\text{crit}}$:

$$M_0^2 = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T}{\ell^2} \Rightarrow M_{\text{crit}} = \frac{\pi}{\ell} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} \quad (8)$$

Gleichung (8) entspricht genau der in EC 5 angegebenen Gleichung für M_{crit} , siehe auch Gleichung (D2-21), das somit nur für Systeme unter den zu Beginn genannten Voraussetzungen gilt.

Lehrbüchern wie z. B. von Timoshenko (S.P. Timoshenko (1961). Theory of elastic stability. McGraw-Hill, New York.) können kritische Kippmomente für andere Systeme entnommen werden.

Herleitung der Gleichung für k_{crit}

Beim Kippen tritt außer Biegung um die starke Achse auch Biegung um die zweite Hauptachse und Torsion auf. Die Normalspannungen können hierbei mit einer linearen Interaktion berücksichtigt werden:

$$\frac{M_y}{W_y \cdot f_{m,y}} + \frac{M_z}{W_z \cdot f_{m,z}} = \frac{\sigma_y}{f_{m,y}} + \frac{\sigma_z}{f_{m,z}} \leq 1$$

Umformung und Definition k_{crit} :

$$\frac{\sigma_y}{f_{m,y}} \leq 1 - \frac{\sigma_z}{f_{m,z}} = 1 - \frac{M_z}{W_z \cdot f_{m,z}} = k_{\text{crit}} \quad (9)$$

Nachweisformat:

$$\frac{\sigma_y}{k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y}} \leq 1 \hat{=} \frac{M_y}{k_{\text{crit}} \cdot W_y} \leq f_{m,y} \Rightarrow M_y = k_{\text{crit}} \cdot W_y \cdot f_{m,y} \quad (10)$$

Anhand der Gleichungen (9) und (10) kann nun der Kippbeiwert k_{crit} hergeleitet werden.

Der Ansatz hierzu lautet wie folgt:

$$M_z = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\ell^2} \cdot \frac{\left(\frac{M_y}{M_{\text{crit}}}\right)^2}{1 - \left(\frac{M_y}{M_{\text{crit}}}\right)^2} \cdot e \quad (11)$$

Der erste Faktor entspricht der Eulerschen Knicklast um die z-Achse (siehe Gleichung (7)), der zweite Faktor ist der sog. Dischinger-Faktor. M_{crit} entspricht dem kritischen Moment aus Gleichung (8) und e ist die spannungslose Vorverkrümmung um die schwache Achse des Systems. Der Hintergrund von Gleichung (11) liegt in der Theorie II. Ordnung, ihre Herleitung ist komplex und wird hier nicht weiter erläutert⁵.

Gleichungen (11) und (10) werden nun in Gleichung (9) eingesetzt:

$$k_{\text{crit}} = 1 - \frac{M_z}{W_z \cdot f_{m,z}} = 1 - \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\ell^2} \cdot \frac{\left(\frac{k_{\text{crit}} \cdot W_y \cdot f_{m,y}}{M_{\text{crit}}}\right)^2}{1 - \left(\frac{k_{\text{crit}} \cdot W_y \cdot f_{m,y}}{M_{\text{crit}}}\right)^2} \cdot \frac{e}{W_z \cdot f_{m,z}}$$

Nun wird $\sigma_{\text{crit}} = M_{\text{crit}}/W_y$ eingesetzt:

$$k_{\text{crit}} = 1 - \frac{e \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\ell^2}}{W_z \cdot f_{m,z}} \cdot \frac{\frac{k_{\text{crit}}^2 \cdot f_{m,y}^2}{\sigma_{\text{crit}}^2}}{1 - \frac{k_{\text{crit}}^2 \cdot f_{m,y}^2}{\sigma_{\text{crit}}^2}}$$

⁵ Der interessierte Leser kann die Herleitung in Lehrbüchern studieren. Eine ausführliche Herleitung wird auch in „O.P. Hörsting (2008). Zum Tragverhalten druck- und biegebeanspruchter Holzbauteile. Dissertation Universität Braunschweig“ gezeigt; die dortige Gleichung (2.158) entspricht unter Vernachlässigung einer Vorverdrehung Gleichung (11).

Die bezogene Schlankheit $\lambda_{rel}^2 = f_{m,y} / \sigma_{crit}$ wird eingeführt:

$$k_{crit} = 1 - \frac{e \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\ell^2} \cdot k_{crit}^2 \cdot \lambda_{rel}^4}{W_z \cdot f_{m,z} \cdot (1 - k_{crit}^2 \cdot \lambda_{rel}^4)}$$

Nun ausmultiplizieren und zur besseren Übersicht Klammersausdruck substituieren:

$$k_{crit}^3 \cdot \lambda_{rel}^4 - k_{crit}^2 \cdot \lambda_{rel}^4 \cdot \left(1 + \frac{e \cdot \pi^2 \cdot E \cdot b}{2 \cdot \ell^2 \cdot f_{m,z}} \right) - k_{crit} + 1 = k_{crit}^3 \cdot \lambda_{rel}^4 - a \cdot k_{crit}^2 \cdot \lambda_{rel}^4 - k_{crit} + 1 = 0$$

Diese Gleichung wird nach λ_{rel} aufgelöst, um sie darstellen zu können. Für den EC 5 wurde der Verlauf vereinfacht, siehe Bild A12 (für GL24h mit $f_{m,z} = 24$ MPa, $E_{0,g,05} = 9400$ MPa, $e/\ell = 1/500$ und $b = \ell/40$):

$$\lambda_{rel} = \sqrt[4]{\frac{k_{crit} - 1}{k_{crit}^3 - a \cdot k_{crit}^2}} \quad (12)$$

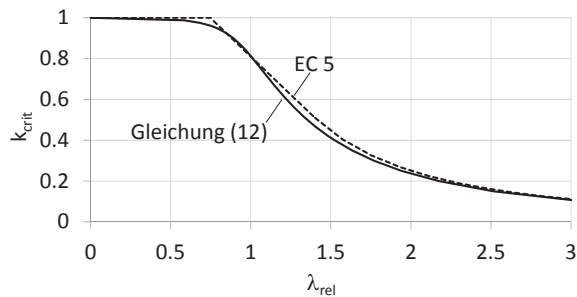


Bild A12 Kippbeiwert k_{crit} in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad λ_{rel} . Siehe auch Bild D2-10.

Anlage 5: Nachgiebig verbundene Träger

Herleitung γ -Verfahren

Die Ableitung der Differentialgleichungen erfolgt hier beispielhaft für einen aus zwei Teilen bestehenden T-Querschnitt, siehe Bild A13. Voraussetzungen sind dabei: Für jeden Querschnittsteil gilt die technische Biegetheorie bei Vernachlässigung der Schubverformung. Die Verbindung wird verteilt angenommen, die Querschnitte und die Verbindungssteifigkeit sind entlang der Stabachse konstant. Es wird das Formänderungsverfahren gewählt.

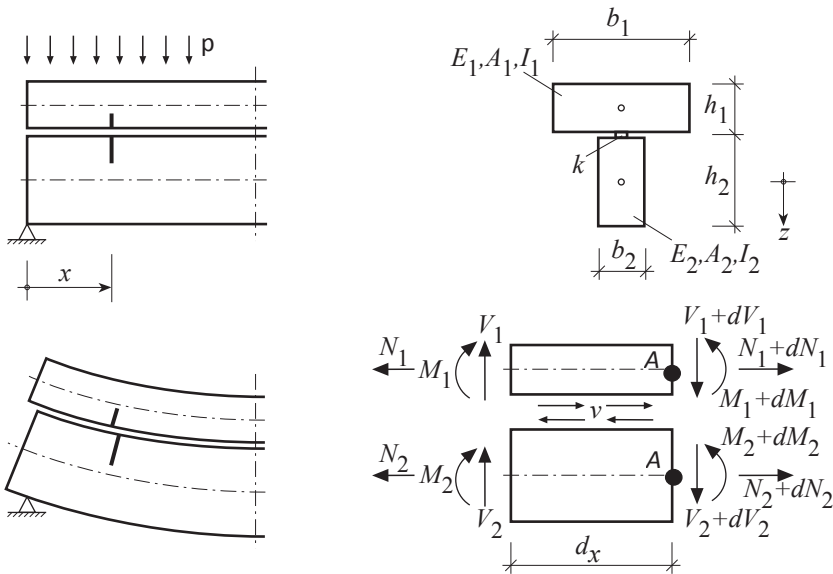


Bild A13 Zweiteiliger, nachgiebig verbundener Querschnitt: Abmessungen, Kräfte und Momente. $A' = dA/dx$. (STEP 1995 Beitrag B11)

Verformungsbeziehungen (siehe Bild A14):

$$u = u_2 - u_1 + w' \cdot \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right) = u_2 - u_1 + w' \cdot a$$

u_1, u_2 Längsverschiebungen der Querschnitte 1 und 2

w gemeinsame Durchbiegung

u gegenseitige Verschiebung der Querschnittsteile an der Stelle der Verbindungsmittel

Dabei zeigt sich, dass u unabhängig von der Höhenlage der Verbindungsmittel ist. Der Abstand der Achsen a der Querschnittsteile ist maßgebend. Die abgeleiteten Gleichungen gelten deshalb nicht nur für übereinander angeordnete Querschnittsteile wie den hier behandelten T-Querschnitt, sondern auch für nebeneinander angeordnete Querschnittsteile. Dies gilt allerdings nur bei Vernachlässigung der Schubverformung der einzelnen Querschnittsteile.

Elastizitätsgesetze entsprechend der technischen Biegetheorie ($' =$ Ableitung nach x):

$$\begin{aligned}
 N_1 &= E_1 \cdot A_1 \cdot u_1' & N_2 &= E_2 \cdot A_2 \cdot u_2' \\
 M_1 &= -E_1 \cdot I_1 \cdot w'' & M_2 &= -E_2 \cdot I_2 \cdot w'' \\
 V_1 &= -E_1 \cdot I_1 \cdot w''' & V_2 &= -E_2 \cdot I_2 \cdot w''' \\
 \text{Schubfluss in Fuge} \quad v &= k \cdot u = k \cdot (u_2 - u_1 + w' \cdot a)
 \end{aligned}$$

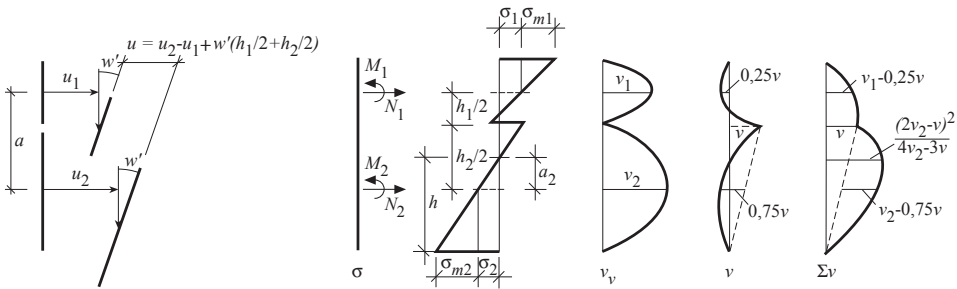


Bild A14 Querschnitt aus Bild A13: Verformungen, Längsspannungen, Schubfluss. (STEP 1995 Beitrag B11)

Kräftegleichgewicht in x -Richtung (keine äußere Belastung p in x -Richtung), siehe Bild A13 ($N' = dN/dx$):

$$N_1 - \left(N_1 + \frac{dN_1}{dx} \right) - v \cdot dx = N_1' \cdot dx + v \cdot dx = N_1' + v = 0 \tag{a}$$

$$N_2 - \left(N_2 + \frac{dN_2}{dx} \right) + v \cdot dx = N_2' - v = 0 \tag{b}$$

in z -Richtung ($p =$ äußere Belastung in z -Richtung), Bild A13 ($V' = dV/dx$):

$$\begin{aligned}
 V_1 - \left(V_1 + \frac{dV_1}{dx} \right) + V_2 - \left(V_2 + \frac{dV_2}{dx} \right) - p \cdot dx &= 0 \\
 -\frac{dV_1}{dx} - \frac{dV_2}{dx} - p \cdot dx &= -V_1' - V_2' - p = 0 \\
 V_1' + V_2' = V' &= -p \tag{i}
 \end{aligned}$$

Momentengleichgewicht um Punkt A, Bild A13 ($M' = dM/dx$):

$$\sum M^A = 0 = M_1 + V_1 \cdot dx - v \cdot dx \cdot \frac{h_1}{2} - M_1 - \frac{dM_1}{dx}$$

$$M'_1 \cdot dx = V_1 \cdot dx - v \cdot dx \cdot \frac{h_1}{2} \quad (\text{ii})$$

$$M'_1 = V_1 - v \cdot \frac{h_1}{2}$$

$$M'_2 = V_2 - v \cdot \frac{h_2}{2} \quad (\text{iii})$$

Nun werden Gleichungen (ii) und (iii) addiert, einmal nach x differenziert und $V'_1 + V'_2 = V'$ durch $-p$ (Gleichung (i)) ausgedrückt, mit $h_1/2 + h_2/2 = a$ (Bild A14):

$$M''_1 + M''_2 + V' \cdot a + p = 0 \quad (\text{c})$$

Damit sind die drei Gleichgewichtsbedingungen (a), (b) und (c) für die drei Verformungen u_1 , u_2 und w formuliert. Werden die Schnittgrößen durch die Elastizitätsbeziehungen ersetzt, so folgt das Differentialgleichungssystem mit den Beziehungen in x -Richtung:

$$\begin{aligned} E_1 \cdot A_1 \cdot u''_1 + k \cdot (u_2 - u_1 + w' \cdot a) &= 0 \\ E_2 \cdot A_2 \cdot u''_2 - k \cdot (u_2 - u_1 + w' \cdot a) &= 0 \end{aligned} \quad (13)$$

und in z -Richtung:

$$(E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2) \cdot w'''' - k \cdot (u'_2 - u'_1 + w'' \cdot a) \cdot a = p \quad (14)$$

Die Variation des elastischen Potentials

$$\Pi = \frac{1}{2} \cdot \int \left[E_1 \cdot A_1 \cdot u'^2_1 + E_2 \cdot A_2 \cdot u'^2_2 + (E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2) \cdot w''^2 + k \cdot (u_2 - u_1 + w' \cdot a)^2 - 2 \cdot p \cdot w \right] \cdot dx$$

liefert diese Gleichungen ebenfalls.

In Gleichung (14), dem Gleichgewicht in z -Richtung, können auch eine elastische Bettung k_w oder der Einfluss der Theorie II. Ordnung mitberücksichtigt werden, indem der Ausdruck $k_w \cdot w - N_0 \cdot w''$ auf der linken Seite addiert wird.

Das Differentialgleichungssystem ist besonders einfach lösbar für einen Einfeldträger unter einer sinusförmigen Einwirkung ($L = \text{Trägerlänge}$):

$$p = p_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} \cdot x\right)$$

Als Lösungsansatz für die Verformungen folgt dann:

$$u_1 = u_{10} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{L} \cdot x\right)$$

$$u_2 = u_{20} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{L} \cdot x\right)$$

$$w = w_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} \cdot x\right)$$

Eingesetzt in das Differentialgleichungssystem (Gleichungen (13) und (14)) und durch Sinus bzw. Cosinus gekürzt, ergibt sich:

$$\begin{array}{rcccl} u_{10} & u_{20} & w_0 & & = p_0 \\ -\frac{\pi^2}{L^2} \cdot E_1 \cdot A_1 - k & k & k \cdot \frac{\pi}{L} \cdot a & & = 0 \\ k & -\frac{\pi^2}{L^2} \cdot E_2 \cdot A_2 - k & -k \cdot \frac{\pi}{L} \cdot a & & = 0 \\ k \cdot \frac{\pi}{L} \cdot a & -k \cdot \frac{\pi}{L} \cdot a & -\frac{\pi^4}{L^4} \cdot (E_1 \cdot l_1 + E_2 \cdot l_2) - k \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \cdot a^2 & & = -1 \end{array}$$

Die Auflösung des Gleichungssystems liefert:

$$w_0 = p_0 \cdot \frac{L^4}{\pi^4} \cdot \frac{1}{E_1 \cdot l_1 + E_2 \cdot l_2 + \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot \gamma_1 \cdot a^2}{1 + \gamma_1 \cdot \frac{E_1 \cdot A_1}{E_2 \cdot A_2}}} = p_0 \cdot \frac{L^4}{\pi^4} \cdot \frac{1}{(E \cdot l)_{ef}}$$

$$u_{10} = w_0 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \frac{a \cdot \gamma_1 \cdot E_2 \cdot A_2}{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}$$

$$u_{20} = -w_0 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \frac{a \cdot \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1}{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}$$

mit:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \frac{E_1 \cdot A_1}{k}} \tag{15}$$

Gleichung (15) ist der Abminderungsbeiwert γ .

Normalspannungen

Wie in Beitrag D7 erläutert wird, ist die wirksame Biegesteifigkeit $(E \cdot I)_{ef}$ und damit die Spannungsverteilung in hohem Maße von der Fugensteifigkeit abhängig, die durch den Beiwert γ erfasst wird. Für $(E \cdot I)_{ef}$ gilt mit $n = \text{Anzahl der Einzelquerschnitte}$ (Gleichung (D7-1)):

$$(E \cdot I)_{ef} = \sum_{i=1}^n \left(E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 \right) \quad (16)$$

Im Folgenden wird die Ermittlung der Spannungen anhand der in Bild A15 gezeigten drei Querschnitte A, B und C erläutert.

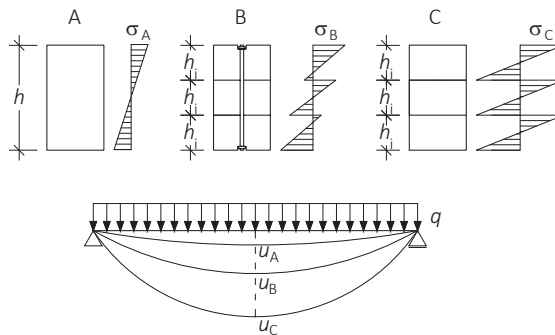


Bild A15 Durchbiegung und Biegespannungsverteilung eines Vollquerschnitts (A), eines Querschnitts aus drei nachgiebig verbundenen Einzelquerschnitten (B) und eines Querschnitts aus drei nicht verbundenen Einzelquerschnitten (C). Entspricht Bild D7-1.

Vollquerschnitt A

Nun betrachten wir Träger A als dreiteiligen, starr verbundenen Querschnitt mit $E_1 = E_2 = E_3 = \text{const.}$ und $h_i = h_1 = h_2 = h_3 = \text{Höhen der Einzelquerschnitte}$. Das gesamte äußere Moment M verteilt sich dann wie in Bild A16 gezeigt auf die drei Einzelquerschnitte.

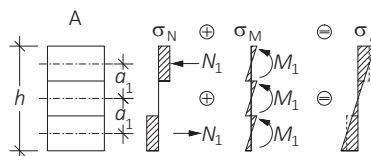


Bild A16 Träger A, aus 3 Einzelquerschnitten zusammengesetzt.

Es gilt nun, dass das äußere Moment M im Gleichgewicht mit den Schnittkräften M_i und N_i der Einzelquerschnitte i stehen muss:

$$M = \sum M_i + \sum N_i \cdot a_i$$

Im Fall des in Bild A16 gezeigten dreiteiligen Querschnittes bedeutet dies:

$$M = 3 \cdot M_1 + 2 \cdot N_1 \cdot a_1 \quad \text{bzw.} \quad N_1 = (M - 3 \cdot M_1) \cdot \frac{1}{2 \cdot a_1} = \frac{M}{2 \cdot a_1} \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot M_1}{M}\right) \quad (17)$$

Für die Spannung am Trägerrand σ_A gilt:

$$\sigma_A = \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{N_1}{A_1} \quad (18)$$

Für den betrachteten „Vollquerschnitt“ gilt weiterhin:

$$M_1 = M \cdot \frac{l_1}{l} \quad \text{und} \quad I = \sum_{i=1}^3 (I_i + A_i \cdot a_i^2) = 3 \cdot I_1 + 2 \cdot A_1 \cdot a_1^2$$

Einsetzen in Gleichung (17) und einsetzen des Steineranteils ($I - 3 \cdot I_1$):

$$N_1 = \frac{M}{2 \cdot a_1} \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot l_1}{l}\right) = \frac{M}{2 \cdot a_1 \cdot l} \cdot (l - 3 \cdot l_1) = \frac{M}{2 \cdot a_1 \cdot l} \cdot 2 \cdot A_1 \cdot a_1^2 = \frac{M}{l} \cdot A_1 \cdot a_1$$

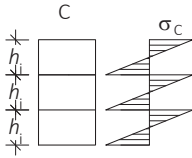
Der Spannungsanteil aus der Normalkraft N_1 ist also wie folgt:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{M}{l} \cdot a_1$$

Somit wird die Gesamttrandspannung σ_A aus Gleichung (18) zur Biegerandspannung eines starren Rechteckquerschnittes der Höhe $h_{ges} = 3 \cdot h_1$:

$$\sigma_A = \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{M}{l} \cdot a_1 = \frac{M}{I_1} \cdot \frac{l_1}{l} \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{M}{l} \cdot a_1 = \frac{M}{l} \cdot \left(\frac{h_1}{2} + a_1\right) = \frac{M}{l} \cdot \frac{h_{ges}}{2}$$

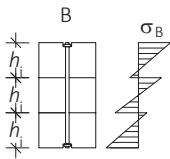
Dreiteiliger Querschnitt C aus nichtverbundenen Einzelquerschnitten



Bei Träger C ist die Normalkraft $N_i = 0$ und die Biegerandspannung σ_c ist somit

$$\sigma_c = \frac{M_i}{I_i} \cdot \frac{h_i}{2} \quad \text{mit} \quad M_i = M \cdot \frac{(E \cdot I)_i}{(E \cdot I)_{\text{ges}}} \quad \text{und} \quad I_{\text{ges}} = \sum I_i$$

Nachgiebig verbundener, dreiteiliger Querschnitt B



Zur Vereinfachung wird hier $E_i = E_1 = E_2 = E_3 = \text{const.}$ und $\gamma_1 = \gamma_3$ gesetzt. Die Herleitung der Normalkraft ist in diesem Fall komplex und sehr aufwendig, da die Verformungs- und Durchbiegungsdifferentialgleichungen unter Berücksichtigung der Schubverformungen der Fugen zu lösen sind. Dies wurde von Möhler (1956) durchgeführt, und ein Abminderungsbeiwert γ wurde definiert, wie er in Beitrag D7 erläutert wird. Für den Fall des nachgiebigen Verbundes lässt sich Gleichung (17) mit $l_{\text{ef}} = 3 \cdot l_1 + 2 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2$ ($E_i = \text{const.}$) und $M_1 = M \cdot l_1 / l_{\text{ef}}$ analog zu Träger A umformen:

$$N_1 = \frac{M}{2 \cdot a_1} \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot l_1}{l_{\text{ef}}} \right) = \frac{M}{2 \cdot a_1 \cdot l_{\text{ef}}} \cdot (l_{\text{ef}} - 3 \cdot l_1) = \frac{M}{2 \cdot a_1 \cdot l_{\text{ef}}} \cdot 2 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 = \frac{M}{l_{\text{ef}}} \cdot \gamma_1 \cdot A_1 \cdot a_1$$

Der Spannungsanteil aus der Normalkraft N_1 ist also wie folgt:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{M}{l_{\text{ef}}} \cdot \gamma_1 \cdot a_1$$

Die Gesamttrandspannung σ_b ermittelt sich dann:

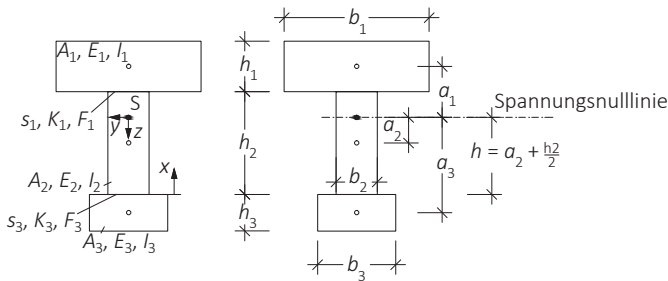
$$\sigma_A = \frac{M_1}{I_1} \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{M}{l_{\text{ef}}} \cdot \gamma_1 \cdot a_1 = \frac{M}{l_1} \cdot \frac{l_1}{l_{\text{ef}}} \cdot \frac{h_1}{2} + \frac{M}{l_{\text{ef}}} \cdot \gamma_1 \cdot a_1 = \frac{M}{l_{\text{ef}}} \cdot \left(\frac{h_1}{2} + \gamma_1 \cdot a_1 \right) \quad (19)$$

Gleichung (19) entspricht Gleichungen (D7-6) und (D7-7) bzw. der Biegerandspannung des Gesamtträgers, wobei im ersten Summand von Gleichung (19) die Biegerandspannung des Einzelquerschnittes 1 und im zweiten Summand die Normalspannung im Schwerpunkt des Einzelquerschnittes 1 berechnet werden. Während also die Auswirkung der nachgiebigen Verbindung (und der potentiell unterschiedlichen Elastizitätsmodule) auf die Schnittgrößenverteilung bei der Berechnung des reinen Momentenanteils $\sigma_{i,m} = M / (E \cdot I)_{ef} \cdot E_i \cdot h_i / 2$ über die wirksame Biegesteifigkeit eingeht, ist der Normalkraftanteil direkt vom Steineranteil und damit dem Abminderungsbeiwert γ abhängig. Es gilt, dass die durch eine äußere Momentenbeanspruchung induzierten Normalkräfte N_i beim starren Verbund größer sind als beim nachgiebigen Verbund; bei losen Einzelquerschnitten löst das äußere Moment keine Normalkraftbeanspruchung aus, $N_i = 0$. Folglich wird die Normalkraftspannung (Zug t oder Druck c) wie in Gleichungen (19) und (D7-7) unter Berücksichtigung von γ_i ermittelt:

$$\sigma_{i,t(c)} = \frac{M}{(E \cdot I)_{ef}} \cdot \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i$$

Als **Erinnerungshilfe** kann man sich merken, dass alle Schnittkräfte, die über eine nachgiebige Fuge hinweg übertragen werden, mit dem maßgebenden γ -Beiwert gemindert werden müssen. So auch die nun angegebenen Schubspannungen τ_{max} , da diese über die Fuge zwischen den Querschnittsteilen 2 und 3 hinweg ermittelt werden, wodurch γ_3 angesetzt werden muss.

Schubspannungen und Kräfte auf Verbindungsmittel



Für den gezeigten dreiteiligen Querschnitt soll die maximale Schubspannung τ_{\max} ermittelt werden. Die Schubspannung ist in der Spannungsnullebene bei $z = 0$ maximal und für ihre Ermittlung wird das statische Moment des unteren Trägerteiles für $z = [0, h + h_3]$ benötigt, wobei der nachgiebig angeschlossene Querschnittsteil 3 mit γ_3 zu mindern ist, wie oben erläutert (z_{si} = Abstände der Schwerpunkte der Teilflächen zur Spannungsnullebene):

$$S_{ef} = z_{s2} \cdot A_2 + z_{s3} \cdot A_3 = \frac{1}{2} \cdot h \cdot b_2 \cdot h + \gamma_3 \cdot a_3 \cdot b_3 \cdot h_3 = \frac{1}{2} \cdot b_2 \cdot h^2 + \gamma_3 \cdot a_3 \cdot A_3$$

S_{ef} kann ebenso aus dem oberen Querschnittsteil für $z = [0, -(a_1 + h_1/2)]$ und mit γ_1 ermittelt werden. Aus S_{ef} folgt für die maximale Schubspannung unter Berücksichtigung unterschiedlicher E-Module:

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max} \cdot (E \cdot S)_{ef}}{(E \cdot I)_{ef} \cdot b_2} = \frac{V_{\max} \cdot (\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2)}{(E \cdot I)_{ef} \cdot b_2}$$

Dies entspricht Gleichung (D7-8).

Mit τ_{\max} kann nun die Kraft auf die einzelnen Verbindungsmittel berechnet werden. Der Schubfluss ist

$$t_{ef} = \tau_{\max} \cdot b_2 = \frac{V_{\max} \cdot E_i \cdot S_{Fuge}}{(E \cdot I)_{ef}} = \frac{V_{\max} \cdot (\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3)}{(E \cdot I)_{ef}}$$

wobei das statische Moment nun nur für $z = [h, h + h_3]$, also für Querschnittsteil 3 (bzw. 1 beim Nachweis der Verbindungsmittel in der Fuge zwischen den Querschnittsteilen 1 und 2) ermittelt wird. Über Multiplizieren mit dem Verbindungsmittelabstand s erhält man die Kraft pro Verbindungsmittelreihe und somit Gleichung (D7-9):

$$F_3 = \frac{V_{\max} \cdot \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 \cdot s_3}{(E \cdot I)_{ef}}$$

Anlage 6: Herleitung Johansen-Gleichungen

Im Folgenden werden einige Johansen-Fälle für einschnittige Holz-Holz-Verbindungen hergeleitet.

Versagensmechanismus b – Lochleibungsversagen Bauteil 2:

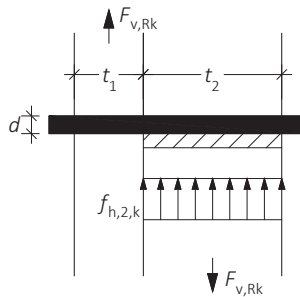


Bild A17 Versagensmechanismus b.

Bei einem Versagen nach Modus b wie in Bild A17 wird die Lochleibungsfestigkeit im Bauteil 2 maßgebend. Das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ ergibt:

$$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} \cdot d \cdot t_2 \quad (20)$$

Gleichung (20) entspricht genau der Gleichung für den Versagensfall b im EC 5.

Versagensmechanismus c – Lochleibungsversagen in beiden Bauteilen:

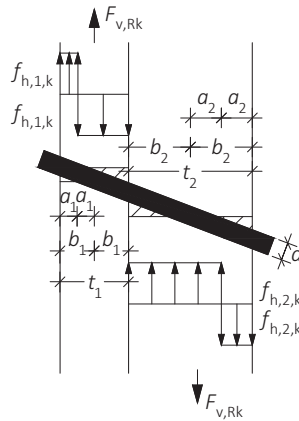


Bild A18 Versagensmechanismus c.

Bei einem Versagen nach Modus c wie in Bild A18 wird in beiden Bauteilen die Lochleibungsfestigkeit erreicht. Es gilt:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

Das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ ergibt:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 = f_{h,2,k} \cdot d \cdot b_2 = \beta \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_2$$

Daraus folgt:

$$\beta \cdot b_2 = b_1$$

Das Biegemoment in der Scherfuge ergibt sich zu:

$$\text{Bauteil 1: } M_{SF} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot \frac{(b_1 + a_1)^2}{2} - f_{h,1,k} \cdot d \cdot a_1 \cdot \left(b_1 + a_1 + \frac{a_1}{2} \right) = f_{h,1,k} \cdot d \cdot \left(\frac{b_1^2}{2} - a_1^2 \right)$$

$$\text{Bauteil 2: } M_{SF} = -f_{h,2,k} \cdot d \cdot \frac{(b_2 + a_2)^2}{2} + f_{h,2,k} \cdot d \cdot a_2 \cdot \left(b_2 + a_2 + \frac{a_2}{2} \right) = f_{h,2,k} \cdot d \cdot \left(a_2^2 - \frac{b_2^2}{2} \right)$$

Gleichsetzen und $f_{h,2,k}$ durch $\beta \cdot f_{h,1,k}$ ersetzen:

$$f_{h,1,k} \cdot d \cdot \left(\frac{b_1^2}{2} - a_1^2 \right) = f_{h,2,k} \cdot d \cdot \left(a_2^2 - \frac{b_2^2}{2} \right) = \beta \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot \left(a_2^2 - \frac{b_2^2}{2} \right)$$

Nun b_2 durch b_1/β ersetzen:

$$f_{h,1,k} \cdot d \cdot \left(\frac{b_1^2}{2} - a_1^2 \right) = \beta \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot \left(a_2^2 - \frac{b_2^2}{2} \right)$$

$$\frac{b_1^2}{2} - a_1^2 = \beta \cdot \left(a_2^2 - \frac{b_1^2}{2 \cdot \beta^2} \right)$$

$$\frac{b_1^2}{2} \cdot \frac{1+\beta}{\beta} = \beta \cdot a_2^2 + a_1^2$$

Ersetzen von $a_1 = (t_1 - b_1)/2$ und von $a_2 = (t_2 - b_2)/2 = (\beta \cdot t_2 - b_1)/(2 \cdot \beta)$:

$$\frac{b_1^2}{2} \cdot \frac{1+\beta}{\beta} = \frac{(\beta \cdot t_2 - b_1)^2}{4 \cdot \beta} + \frac{(t_1 - b_1)^2}{4}$$

$$(1+\beta) \cdot b_1^2 + 2 \cdot \beta \cdot (t_1 + t_2) \cdot b_1 - \beta \cdot (t_1^2 + \beta \cdot t_2^2) = 0$$

Auflösen der quadratischen Gleichung ergibt:

$$b_1 = \frac{t_1}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (21)$$

Außerdem gilt für das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ am Bauteil 1:

$$F_{v,RK} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1$$

Einsetzen von Gleichung (21) ergibt:

$$F_{v,RK} = \frac{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (22)$$

Gleichung (22) findet sich in der Gleichung für den Versagensfall d im EC 5 wieder. Gleichung (22) entspricht dem Johansen-Anteil im EC 5, der Beitrag des Seileffektes fehlt.

Versagensmechanismus e – Lochleibungsversagen in beiden Bauteilen und ein Fließgelenk in Bauteil 1:

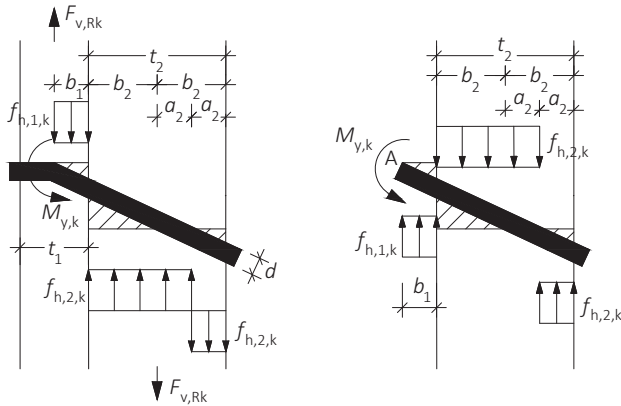


Bild A19 Versagensmechanismus e. Rechts: freigeschnittenes Verbindungsmittel.

Bei einem Versagen nach Modus e wie in Bild A19 wird in beiden Bauteilen die Lochleibungsfestigkeit erreicht und ein Fließgelenk bildet sich aus. Es gilt:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

Die Querkraft im Stift ist am Ort des größten Biegemoments gleich Null:

$$f_{h,2,k} \cdot d \cdot b_2 - f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 = \beta \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_2 - f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 = 0$$

Daraus folgt:

$$\beta \cdot b_2 = b_1$$

Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^A = 0$ ergibt:

$$M_{y,k} = -f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 \cdot \frac{b_1}{2} + f_{h,2,k} \cdot d \cdot (b_2 + a_2) \cdot \left(b_1 + \frac{b_2 + a_2}{2} \right) - f_{h,2,k} \cdot d \cdot a_2 \cdot \left(b_1 + b_2 + a_2 + \frac{a_2}{2} \right)$$

Nun wird $f_{h,2,k}$ durch $\beta \cdot f_{h,1,k}$, b_1 durch $\beta \cdot b_2$ und $a_2 = (t_2 - b_2)/2$ ersetzt und die Gleichung wird umgeformt:

$$b_2^2 + \frac{2 \cdot t_2}{2 \cdot \beta + 1} \cdot b_2 - \frac{t_2^2}{2 \cdot \beta + 1} - \frac{4}{2 \cdot \beta + 1} \cdot \frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot \beta} = 0$$

Auflösen der quadratischen Gleichung ergibt:

$$b_2 = -\frac{t_2}{2 \cdot \beta + 1} + \sqrt{\frac{t_2^2}{(2 \cdot \beta + 1)^2} + \frac{t_2^2}{2 \cdot \beta + 1} + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot \beta \cdot (2 \cdot \beta + 1)}} \quad (23)$$

Außerdem gilt für das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ am Bauteil 2:

$$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} \cdot d \cdot b_2 = \beta \cdot f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_2$$

Einsetzen von Gleichung (23) ergibt:

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2}{2 \cdot \beta + 1} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 \cdot \beta + 1) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \quad (24)$$

Gleichung (24) findet sich in der Gleichung für den Versagensfall d im EC 5 wieder. Gleichung (24) entspricht dem Johansen-Anteil im EC 5, der Beitrag des Seileffektes sowie der Vorfaktor 1,05 fehlen (der Vorfaktor berücksichtigt die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Holz und Stahl).

Versagensmechanismus f – Lochleibungsversagen in beiden Bauteilen und zwei Fließgelenke:

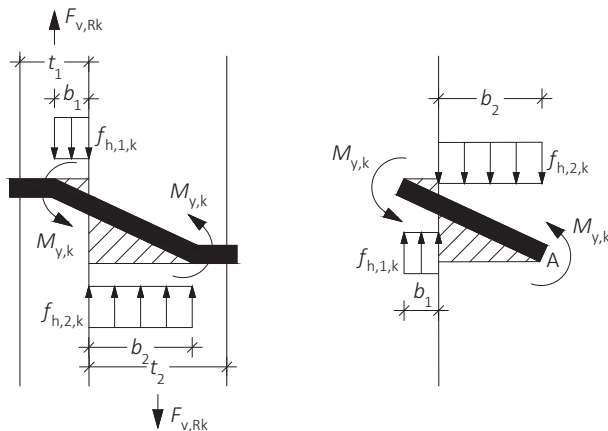


Bild A20 Versagensmechanismus f. Rechts: freigeschnittenes Verbindungsmittel.

Bei einem Versagen nach Modus f wie in Bild A20 wird in beiden Bauteilen die Lochleibungsfestigkeit erreicht und zwei Fließgelenke bilden sich aus. Es gilt:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

und

$$\beta \cdot b_2 = b_1$$

Das Momentengleichgewicht am Stift $\Sigma M^A = 0$ ergibt:

$$M_{y,k} + M_{v,k} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1 \cdot \left(b_2 + \frac{b_1}{2} \right) - f_{h,2,k} \cdot d \cdot b_2 \cdot \frac{b_2}{2}$$

Einsetzen von b_2 durch b_1/β und $f_{h,2,k} = \beta \cdot f_{h,1,k}$ und nach b_1 auflösen:

$$b_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot M}{f_{h,1,k} \cdot d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}}$$

Das Kräftegleichgewicht $\Sigma V = 0$ am Bauteil 1 ergibt:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot d \cdot b_1$$

Einsetzen von b_1 :

$$F_{v,Rk} = \sqrt{2 \cdot M \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \quad (25)$$

Gleichung (25) findet sich in der Gleichung für den Versagensfall f im EC 5 wieder; wiederum ohne Seileffekt und Vorfaktor 1,15.

Dieses Werk ist ein umfassendes Lehrbuch für den Ingenieurholzbau und vertieft das Verständnis der Grundlagen der Bemessungsregeln des Eurocode 5. Es baut auf der ersten Ausgabe der STEP-Reihe, den Büchern des Structural Timber Education Programme, auf, die 1995 von etwa 50 Autoren aus 14 europäischen Ländern erarbeitet wurden. Seit der Herausgabe der STEP-Bücher hat sich das Wissen in den Bereichen Baustoffe, Tragsysteme und Verbindungen des Holzbaus deutlich erweitert. Das vorliegende Buch ist eine aktualisierte und erweiterte Ausgabe der STEP-Reihe und richtet sich an Studierende, Tragwerksplaner und weitere Praktiker des Holzbaus.

ISBN 978-3-7315-0512-9



9 783731 505129 >