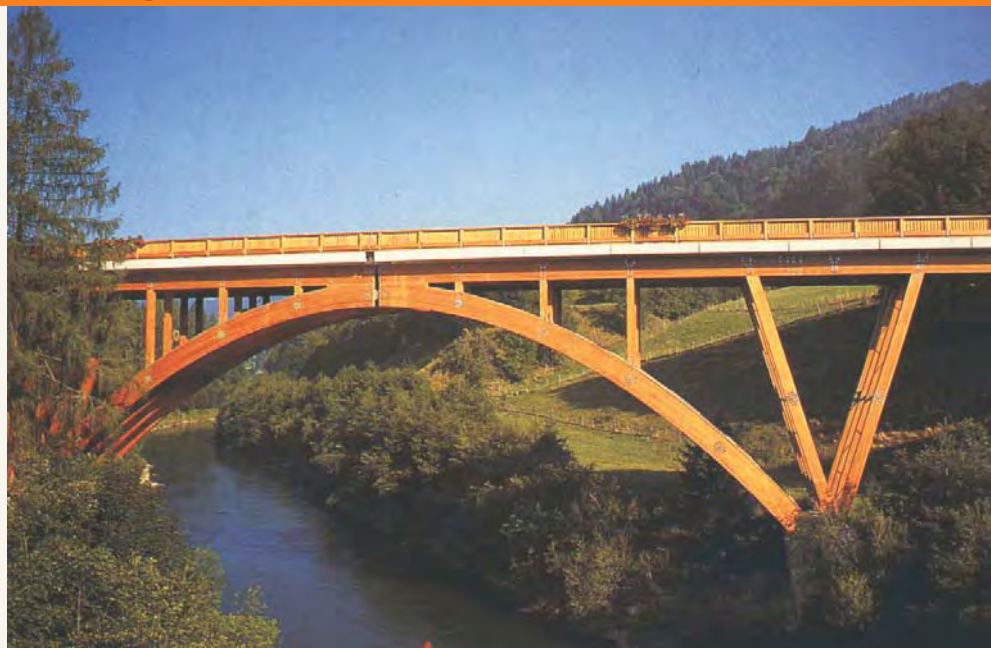


HANDBUCH 1

Tragwerke aus Holz



Leonardo da Vinci Pilot Projekt
CZ/06/B/F/PP/168007

Lehr- und Lernunterlagen für die Bemessung
und Konstruktion von Tragwerken aus Holz



Education and Culture

Leonardo da Vinci



TEMTIS



Leonardo da Vinci



Leonardo da Vinci Pilot Project
CZ/06/B/F/PP/168007

Lehr- und Lernunterlagen für die Bemessung
und Konstruktion von Tragwerken aus Holz -
TEMTIS

HANDBUCH 1 - TRAGWERKE AUS HOLZ

Dezember 2008



Leonardo da Vinci

Handbuch 1



Leonardo da Vinci Pilot Projekt
„Lehr- und Lernunterlagen für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Holz –
TEMTIS“
Handbuch 1 – Tragwerke aus Holz

Dieses Projekt wurde aus Mitteln der Europäischen Kommission gefördert. Die Inhalte dieser Veröffentlichung geben die persönliche Sicht der jeweiligen Autoren zum Themenbereich wieder, weshalb die Europäische Kommission für den Inhalt keine Verantwortung übernehmen kann.

© 2008 bei den Autoren der Beiträge

Erste Ausgabe 2008



INHALTSVERZEICHNIS

Vorwort	VII
Kapitel 1 Petr KUKLÍK, Tschechische Technische Universität in Prag / CZ Geschichtliche Entwicklung des Holzbaus	1
Kapitel 2 Petr KUKLÍK, Tschechische Technische Universität in Prag / CZ Eigenschaften des Holzes	15
Kapitel 3 Manfred AUGUSTIN, Technische Universität Graz / AT Bauholz	29
Kapitel 4 Manfred AUGUSTIN, Technische Universität Graz / AT Klebstoffe	41
Kapitel 5 Kjell Arne MALO, Vanessa ANGST, Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie / NO Brettschichtholz	50
Kapitel 6 Manfred AUGUSTIN, Technische Universität Graz / AT Holzwerkstoffe – insbesondere Brettsperrholz (BSP)	65
Kapitel 7 Alois MATERNA, Antonín LOKAJ, Technische Universität Ostrau / CZ Bemessung und Nachweisführung für Tragwerke aus Holz	105
Kapitel 8 Miroslav PREMROV, Universität Marburg / SI Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ...	116



Kapitel 9	Alois MATERNA, Antonín LOKAJ, Technische Universität Ostrau / CZ Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit – Bauteile	125
Kapitel 10	Manfred AUGUSTIN, Technische Universität Graz / AT Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit – Verbindungen	142
Kapitel 11	Miroslav PREMROV, Matjaz TAJNIK, Universität Marburg / SI Ebene Tragwerke aus Holz	166
Kapitel 12	Alois MATERNA, Antonín LOKAJ, Technische Universität Ostrau / CZ Räumliche Tragwerke aus Holz	180
Kapitel 13	Miroslav PREMROV, University Marburg / SI Elementbauweisen aus Holz	190
Kapitel 14	Anders Søvsø HANSEN, VIA Universität und College / DK Aussteifung und Stabilisierung von Tragwerken aus Holz	209
Kapitel 15	Kolbein BELL, Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie / NO Holzbrücken	219
Kapitel 16	Andrzej MARYNOWICZ, Universität Oppeln / PL Dauerhaftigkeit von Tragwerken aus Holz	239
Kapitel 17	Petr KUKLÍK, Tschechische Technische Universität in Prag / CZ Brandwiderstand von Tragwerken aus Holz	245
Kapitel 18	Andrzej MARYNOWICZ, Universität Oppeln / PL Holz unter aggressiven Umgebungsbedingungen	253



AUTORENVERZEICHNIS

(in alphabetischer Reihenfolge)

- Vanessa ANGST Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie
Abteilung für Konstruktiven Ingenieurbau
Rich. Birkelands vei 1a, NO-7491 Trondheim
vanessa.angst-nicollier@ntnu.no
<http://www.ntnu.no>
- Manfred AUGUSTIN Technische Universität Graz
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Inffeldgasse 24, A-8010 Graz
manfred.augustin@lignum.tugraz.at
<http://www.lignum.at>
- Kolbein BELL Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie
Abteilung für Konstruktiven Ingenieurbau
Rich. Birkelands vei 1a, NO-7491 Trondheim
kolbein.bell@ntnu.no
<http://www.ntnu.no>
- Anders Søvstø HANSEN VIA Universität und College
Schule für Technik und Wirtschaft
Chr. M. Østergaards Vej 4, DK-8700 Horsens
ash@viauc.dk
<http://www.viauc.dk>
- Petr KUKLÍK Tschechische Technische Universität in Prag
Fakultät für Bauingenieurwesen
Abteilung für Stahl- und Holzbau
Thákurova 7, CZ-166 29 Prague 6
kuklik@fsv.cvut.cz
<http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz>
- Antonín LOKAJ VŠB – Technische Universität Ostrava
Fakultät für Bauingenieurwesen
L. Podéště 1875, CZ-708 33 Ostrava
antonin.lokaj@vsb.cz
<http://www.fast.vsb.cz>



Leonardo da Vinci

Handbuch 1



Kjell Arne MALO	Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie Abteilung für Konstruktiven Ingenieurbau Rich. Birkelands vei 1a, N0-7491 Trondheim kjell.malo@ntnu.no http://www.ntnu.no
Andrzej MARYNOWICZ	Technische Universität Oppeln Fakultät für Bauingenieurwesen Katowicka 48, PL- 45-061 Opole a.marynowicz@po.opole.pl http://mara.po.opole.pl/
Alois MATERNA	VŠB – Technische Universität Ostrava Abteilung für Bauingenieurwesen L. Podéště 1875, CZ-708 33 Ostrava alouis.materna@vsb.cz http://www.fast.vsb.cz
Miroslav PREMROV	Universität Marburg Fakultät für Bauingenieurwesen Smetanova ulica 17, SI-2000 Maribor miroslav.premrov@uni-mb.si http://www.fg.uni-mb.si/
Matjaz TAJNIK	Universität Marburg Fakultät für Bauingenieurwesen Smetanova ulica 17, SI-2000 Maribor matjaz.tajnik@uni-mb.si http://www.fg.uni-mb.si/



VORWORT

Als Baustoff hat Holz – oder vielleicht treffender, mit Strukturmerkmalen behaftetes, Bauholz – eine Unzahl von positiven Eigenschaften: ein hohes Festigkeits-zu-Gewichts-Verhältnis („Reißlänge“), es lässt sich leicht bearbeiten und zu größeren Bauteilen verbinden, ist in hohem Maße nachhaltig nutzbar; ist umweltfreundlich und ein Material mit hohen ästhetischen Qualitäten. Andererseits weist Holz auch Eigenschaften auf, die bei nicht sachgemäßer Ver- und Bearbeitung zu Problemen und Schwierigkeiten führen können: seine mechanischen Eigenschaften streuen in erheblichem Maße und sind vom Holzfeuchtegehalt und der Belastungsdauer abhängig. Holz ist ein stark anisotropes Material, d.h. seine Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften rechtwinklig zur Faserrichtung sind sehr viel geringer als jene parallel dazu; weiters schwindet und quillt es bei sich ändernden Holzfeuchten bzw. ist als Konsequenz eine Anfälligkeit zur Rissbildung gegeben. Weiters ist Holz als organisches Material brennbar und kann durch Insekten- und Pilzbefall abgebaut werden, wodurch wiederum – bei entsprechenden Umgebungsbedingungen, wie Temperatur und Holzfeuchte – die Dauerhaftigkeit der mit Holz errichteten Bauwerke erheblich beeinträchtigt werden kann. Die genannten potenziellen Probleme rufen nicht selten bei manchem Ingenieur, sowie in der Öffentlichkeit eine gewisse Skepsis gegenüber dem Einsatz von Holz in tragender Funktion bzw. in Tragwerken hervor.

Es ist das erklärte Ziel, nicht nur dieses Handbuches, sondern des gesamten Projektes „TEMTIS“ dieser Skepsis entgegenzutreten und zu zeigen, dass mit dem entsprechenden Fachwissen die vorgesehenen Funktionen erfüllende, wirtschaftliche und dauerhafte Bauwerke für viele Zwecke und alle Größenordnungen als reines Holztragwerk oder in Kombination mit Stahl und / oder Beton errichtet werden können. Die über Jahrhunderte hinweg aufgebauten Erfahrungen im Umgang mit Holz verbunden mit den, in den letzten Jahrzehnten intensiv betriebenen Forschungs- und Entwicklungsarbeiten, haben den Weg zu sicheren und zuverlässigen Bemessungs- und Konstruktionsmethoden, Verbindungen und Nachweisverfahren geebnet. Der maßgebende Schlüssel dazu ist in erster Linie die Wissensvermittlung über die gesamte Wertschöpfungskette hinweg – vom Forstmann im Wald bis zum Zimmerer auf der Baustelle – insbesondere aber jene an die Architekten und Bauingenieure.

Das Ziel des, von der Europäischen Kommission geförderten, Leonardo da Vinci Pilot Projektes „Lehr- und Lernunterlagen für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Holz – kurz: TEMTIS“ ist es das Know-How der an der Bauwerkserrichtung beteiligten Berufsgruppen in Form eines umfangreichen Paketes von Lehr- und Lernunterlagen zu sichern bzw. anzuheben. In erster Linie sollen, in Form der erarbeiteten Unterlagen zum Themenbereich Holzbau und Holztechnologie, den damit befassten Studierenden und in der Praxis tätigen Ingenieure der Fakultäten für Architektur und Bauingenieurwesen, aber auch an der persönlichen Weiterbildung Interessierten der einschlägigen Ingenieurkammern, sowie der breiten Öffentlichkeit kompakt gehaltene Informationen in die Hand gegeben werden, um damit zur Errichtung von sicheren und zuverlässigen, sowie dauerhaften Tragwerken aus Holz beizutragen.



Dies soll, neben einer umfangreichen Dokumentation in Form sog. „Case Studies“ von erfolgreich umgesetzten Holzbauprojekten und einer Datenbank mit interessanten Tragwerken aus den Ländern der beteiligten Projektpartner, mittels zweier, den Kern dieses Projektes bildenden, so genannter „Handbücher“ erfolgen. Während in „Handbuch 1“ die wesentlichen Grundlagen des Holzbaues und der Holztechnologie erläutert werden, enthält das „Handbuch 2“ die Regelungen und Festlegungen des Eurocode 5 (EC 5). Diese europaweit einheitlich gültige Norm stellt die zukünftige Grundlage für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Holz dar. Um dessen Inhalt in der Anwendung zu zeigen sind weiters einige typische Berechnungsbeispiele angefügt.

Der Inhalt des 18 Kapitel umfassenden „Handbuch 1“ ist so gegliedert, dass in Kapitel 1 ein kurzer Abriss über die historische Entwicklung des Holzbaues gegeben wird. Kapitel 2 behandelt die Eigenschaften des Holzes, während in Kapitel 3 die Eigenschaften des, für Bauzwecke wichtigsten Produktes, des Bauholzes, erläutert werden. Um Bauteile aus Holz mit größeren Abmessungen zur Verfügung zu stellen sind diese zu verkleben (Kapitel 4), womit die Herstellung des wichtigsten Produktes im Ingenieurholzbau, des Brettschichtholzes (Kapitel 5), und von Holzwerkstoffen (Kapitel 6) ermöglicht wird. Die Kapitel 7 bis 10 geben einen Überblick über die Bemessung von Holztragwerken. In Kapitel 7 wird ein Überblick über allgemeine Grundlagen der Bemessung und spezielle Fragestellungen zur Nachweisführung von Tragwerken aus Holz gegeben. Der Schwerpunkt von Kapitel 8 behandelt das Verhalten von Tragwerken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS), während die beiden folgenden Kapitel die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für die Nachweise des Querschnittes und der Bauteile (Kapitel 9), sowie von Verbindungen (Kapitel 10) zum Thema haben. Kapitel 11 bis 15 beinhalten grundlegende Informationen zu ebenen (Kapitel 11) und räumlichen (Kapitel 12) Tragwerken aus Holz, zur Elementbauweise (Kapitel 13), zu Verbänden und Aussteifungskonstruktionen (Kapitel 14), sowie zu Holzbrücken (Kapitel 15). In den nachfolgenden Kapiteln werden die wichtigen Fragestellungen der Dauerhaftigkeit (Kapitel 16), des Brandverhaltens (Kapitel 17), sowie des Verhaltens von Holz unter aggressiven Umgebungsbedingungen (Kapitel 18) angesprochen.

Der Wunsch und die Hoffnung aller an der Erstellung von „Handbuch 1“ mitwirkenden Personen war und ist es, dass diese Veröffentlichung Studierende, sowie in der Berufspraxis stehende Personen der Fachrichtungen Architektur und Bauingenieurwesen mit einer soliden Grundlage zur Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Holz ausstattet und dem Verständnis zur Errichtung von anspruchsvollen, zuverlässigen, wirtschaftlichen und dauerhaften Konstruktionen dient. Weiters hoffen die Autoren, dass dieses Handbuch zur Anhebung der Qualität von Holzkonstruktionen sowie zur steigenden Verwendung dieses einzigartigen und nachhaltig nutzbaren Baustoffes in der Zukunft beiträgt.

Abschließend möchte der Verantwortliche für das Arbeitspaket WP 3 – Handbuch 1 – allen an der Erstellung Beteiligten (siehe auch Autorenverzeichnis), sowie den unerwähnten „helping-hands“ im Hintergrund seinen Dank für ihre Mitarbeit und ihre Bemühungen aussprechen. Spezieller Dank gebührt Frau Marcela ZAHNAŠOVÁ von der Fakultät für Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Ostrau / Tschechische Republik für ihre unermüdliche administrativen Arbeiten und ihre Geduld im Rahmen der Abwicklung des genannten Projektes, sowie Herrn E.V. MÜLLER, Universität und College, Schule für Technologie und Wirtschaft in Horsens / Dänemark für das Editieren der englischsprachigen Ausgabe dieses Handbuchs. Für die Übersetzung der deutschsprachigen Version danke ich Frau Reingard und Herrn Gernot PIRNBACHER ganz herzlich.

M. AUGUSTIN
Graz, Dezember 2008



Kapitel 1

GESCHICHTLICHE ENTWICKLUNG DES HOLZBAUS

1 Einleitung

Holz als Baumaterial war bei den meisten Völkern verfügbar, seit der Mensch mit dem Bau von primitiven Behausungen begonnen hat. Es gab seit jeher eine ganze Anzahl an verschiedenen Baumarten und die meisten Klimazonen hatten zumindest eine Bauart, die sich den vorherrschenden Bedingungen angepasst hat. Bauholz ist in den meisten besiedelten Regionen der Welt vorhanden. Die Geschichte und Entwicklung des Holzbaus ist ein umfangreiches Themengebiet. Seit der Mensch die Nutzung bzw. Bearbeitung des Holzes erlernte, wird Holz für den Bau von Gebäuden, Brücken, Maschinen, militärischen Anlagen und Maschinen, für Kunstbauten, Schiffe, usw. verwendet. Im Rahmen dieses Berichtes werden deshalb nur einige exemplarische Beispiele des Holzbaues, begrenzt auf Häuser und Brücken in Europa, dargestellt.

2 Fachwerkhäuser

Der folgende Abschnitt beschäftigt sich mit, für Süd-, Nord-, West- und Osteuropa typischen Fachwerkhäusern.

2.1 Frühzeitliche Unterschlüpfе

Der Urzeitmensch – Homo sapiens neanderthalensis (120 000 – 40 000 v. Chr.) – lebte nicht nur in Höhlen, sondern auch in primitiven Unterschlüpfen. Diese Unterschlüpfе wurden von den Urzeitmenschen in der Form eines Gerippes, aus passenden Ästen (siehe Abb. 1.1), errichtet und mit eingeflochtenen belaubten Ästen oder mit Gras eingedeckt. Der Grundriss dieser Unterstände war im Allgemeinen kreisrund.

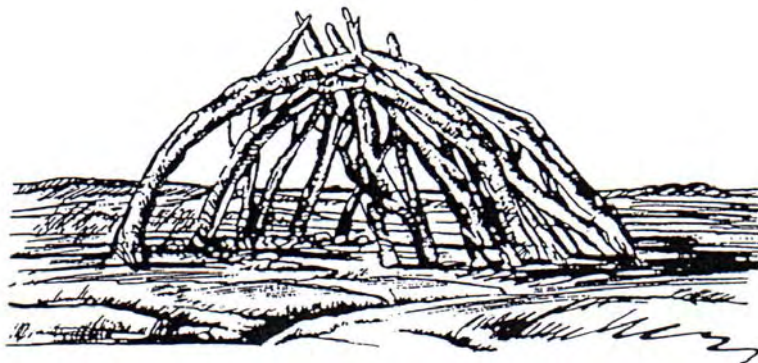


Abb. 1.1 urzeitmenschlicher Fachwerkunterschlupf (120 000 – 40 000 v. Chr.)

Der europäische Urzeitmensch – Homo sapiens neanderthalensis – starb wahrscheinlich während der letzten Eiszeit aus, als der Homo sapiens fossilis (40 000 – 10 000 v. Chr.), der Nachfahre des Homo sapiens neanderthalensis, aus benachbarten Kontinenten nach Europa kam. Der Homo sapiens fossilis baute seine Unterstände aus Ästen in Gerippestruktur, die mit Fellen eingedeckt wurden. Diese Unterstände waren relativ groß. In Mähren entdeckten Archäologen Reste von Unterständen mit Grundrissabmessungen von bis zu 15 m x 9 m. Der Nachbau einer der drei, in der Stadt Ostrava entdeckten, Unterstände wird in Abb. 1.2 gezeigt. Dessen Länge betrug rund 7 m.

2.2 Erste Fachwerkhäuser

Die ersten Fachwerkhäuser wurden von den ersten Bauern zwischen 4 500 – 3 000 v. Chr. errichtet. Die Lebensdauer dieser Häuser war im Allgemeinen nicht höher als 20 Jahre. Die Bauern hatten anfänglich, aufgrund ihrer Unwissenheit in baulichen Detaillierungen, Probleme mit den Aussteifungen der Tragwerksebenen. Außerdem kannten sie die zimmermannsmäßigen Verbindungen noch nicht. Trotz alledem konnten sie das Lang-Haus konstruieren. Die Rekonstruktion eines Lang-Hauses ist in Abb. 1.3 dargestellt.

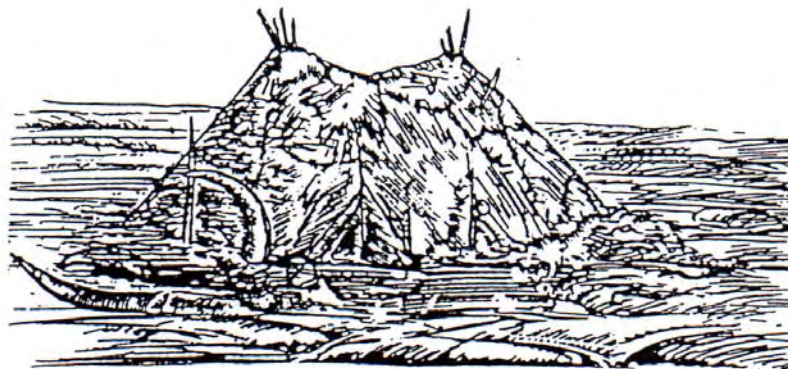


Abb. 1.2 Urzeitlicher Unterschlupf (40 000 – 10 000 v. Chr.)

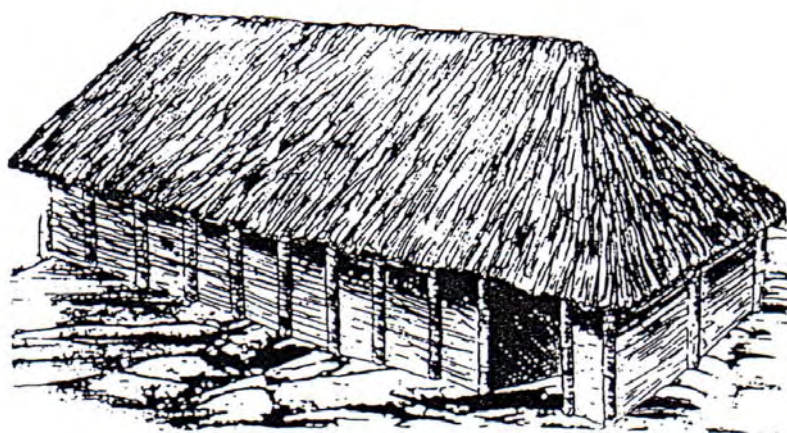


Abb. 1.3 Lang-Haus (4 500 v. Chr.)

Der Aufbau aller Lang-Häuser war im Wesentlichen gleich. Durch die konstruktive Ausbildung war eine Breite von 5,5 m bis zu 7,0 m möglich. Unterschiedlich war hingegen die Länge, die zwischen 20 m und 45 m variierte. Der hintere Giebel eines Lang-Hauses war in Richtung Norden oder in Richtung des vorherrschenden Windes orientiert.

Die Lang-Häuser wurden im Allgemeinen auf flachen Hängen errichtet, wobei die Stallungen für die Tiere auf der unteren Seite des Hangs situiert waren.

Lang-Häuser hatten keine Fenster, weil die ersten Bauern nicht mit ihrer Ausführung vertraut waren und noch kein Glas oder ein anderes, glasähnliches Material zur Verfügung stand.

Die äußere Begrenzung eines Lang-Hauses im Grundriss bestand meist aus 5 Baustammreihen, die in den Untergrund eingeschlagen wurden. Die Baustämme trugen die Dachpfetten, welche wiederum die Dachsparren trugen.

Die Außenseite der Baumstämme wurde mit belaubten Ästen durchflochten, welche mit Lehm beschmiert wurden. Die Dächer wurden vermutlich mit Gras eingedeckt. Der Grundriss der Lang-Häuser, die bei Bylany von Archäologen 30 – 40 cm unter dem Erdboden gefunden wurden, ist in Abb. 1.4 dargestellt.



Abb. 1.4 Grundriss der Lang-Häuser von Bylany (4 500 v. Chr.)

Dieser enthüllt ein Raster an Löchern, die die Position der Baumstämme und der Feuerstellen markiert. Außerhalb des Umrisses der Lang-Häuser sind große Löcher vorhanden, aus denen der Lehm für die Wände entnommen wurde. Später fanden diese Löcher Verwendung für den Abfall. Bis ins Jahr 3 000 v. Chr. wurden die Lang-Häuser gleich konstruiert wie jene der ersten Bauern, jedoch mit dem einzigen Unterschied, dass der Grundriss trapezförmig gestaltet war (Abb. 1.5).

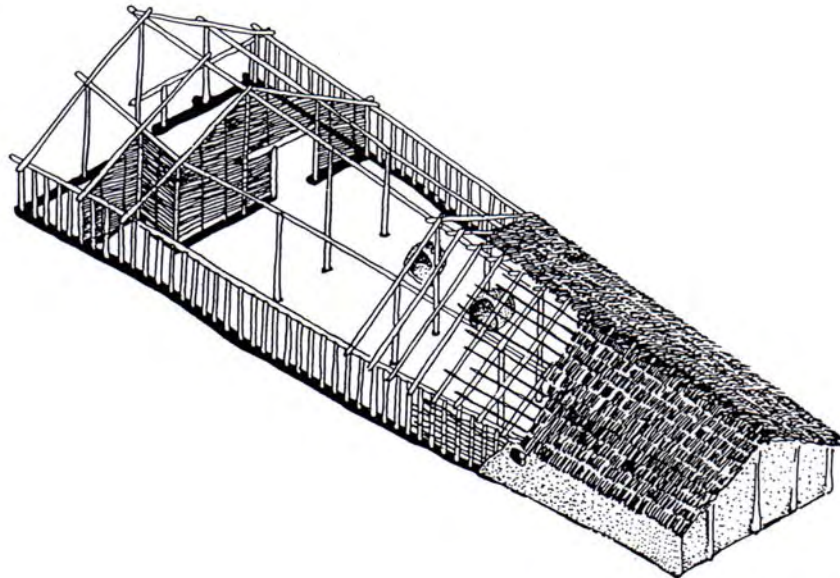


Abb. 1.5 Lang-Haus (3 000 v. Chr.)

Ca. 400 v. Chr. kamen die Kelten auf mitteleuropäisches Territorium. Nach einem ihrer Stämme wurde eine Provinz in der Tschechischen Republik in „Boiohaemum“ (Böhmen) benannt. Die Häuser der Kelten waren mit einem Steinsockel ausgestattet. Eine Rekonstruktion eines, von Archäologen entdeckten, Hauses im Zentrum der keltischen Hochburg Hrazany ist in Abb. 1.6 gezeigt.

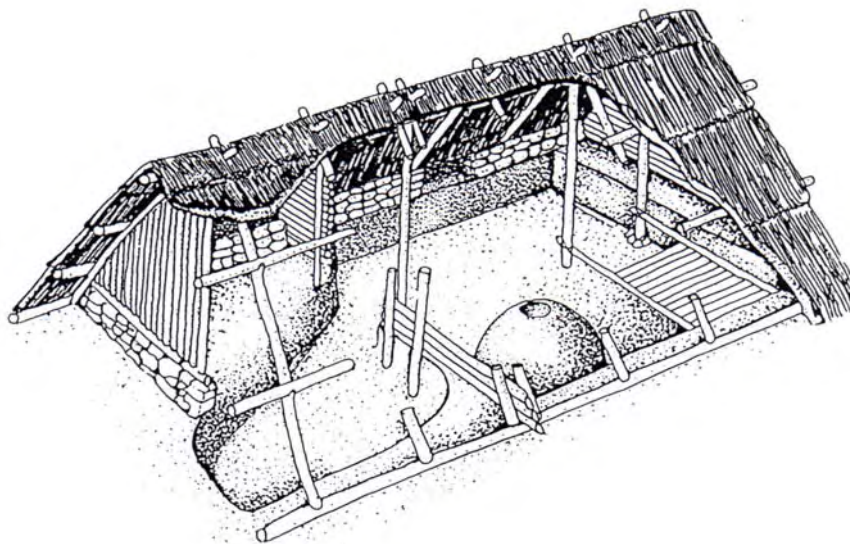


Abb. 1.6 Keltisches Haus (400 v. Chr.)

Dieser Haustyp wurde in Mittel- und Osteuropa über mehrere Jahrhunderte hinweg errichtet und genutzt.



In der Zeit des römischen Reiches wurde Mitteleuropa von den Germanen bevölkert.

Die von ihnen errichteten Häuser waren meist primitiv und klein. Die Abmessungen der Grundrisse betragen rund 5 m x 6 m oder 4 m x 5 m. Eine Rekonstruktion dieses Haustyps ist in Abb. 1.7 dargestellt.



Abb. 1.7 Germanisches Haus (0 – 500 n. Chr.)

Zwischen 400 - 500 n. Chr. besiedelten die ersten Slawen das Gebiet Mitteleuropas. Die von ihnen erbauten Häuser waren gleich, wie jene der Kelten. Zu Beginn des Mittelalters wurden diese Haustypen, vorzugsweise in den Städten, allmählich durch Blockhäuser ersetzt. Auf dem Land wurden diese Haustypen weiterhin errichtet.

Seit dem 13. Jhdt. unterscheiden sich die Stadthäuser von den ländlichen Häusern.

2.3 Ländliche Häuser

In der Zeit zwischen dem 13. und 15. Jhdt. entstand die für das ländliche Gebiet typische Architektur, die in dieser Form bis ins 19. Jhdt. reichte.

Zwischen dem 13. und 15. Jhdt. nahm die ländliche Architektur unterschiedliche Formen (Abb. 1.8) an. Die in dieser Zeit traditionell hauptsächlich verwendeten Materialien waren: Holz, Stein und Lehm.

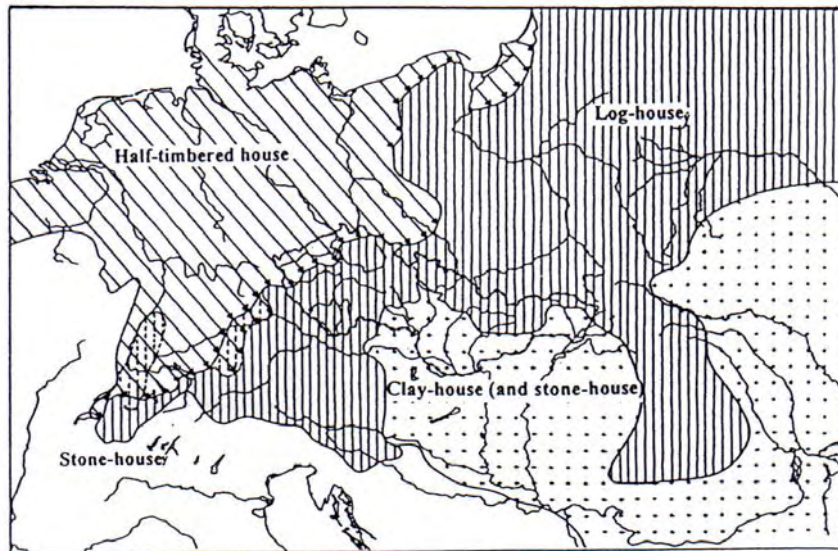


Abb. 1.8 Verbreitung der Grundtypen von ländlichen Häusern in Europa

Der Stein wurde vorzugsweise für die Gründungen und jenen Teil der Häuser, der unter der Erde lag, verwendet. Weiters wurden Steine für die Wände und, als diese vom Zentrum des Hauses an dessen Ecke wanderten, auch für die Feuerstellen herangezogen.

Lehm, als lastabtragender Baustoff, kam ab dem 15. Jhdt. zum Einsatz.

In den dicht bewaldeten Gebieten Mittel- und Osteuropas entstanden aber auch andere Bautechniken. Bei diesen fand das nahezu unbeschränkte Angebot von Baumstämmen (vorwiegend rund) Verwendung. Die Stämme wurden horizontal liegend, einer über den anderen gelegt, um Wände zu errichten. Deren Stabilität wurde gesichert, indem die Baumstämme an den Ecken ausgekerbt und die Wand flächig verzahnt wurde (Abb. 1.9)

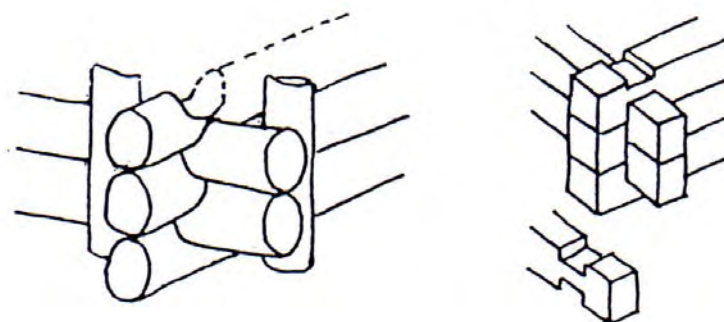


Abb. 1.9 Detail eines Blockhausecks

Hinweise auf die Technik des Ausklinkens gehen bis in die Steinzeit zurück.

In Westeuropa entwickelte sich eine anspruchsvollere Variante, bei der die Wände aus beschnittenen bzw. behauenen Baumstämmen bestanden, welche mittels Zinken verbunden wurden (Abb. 1.10).

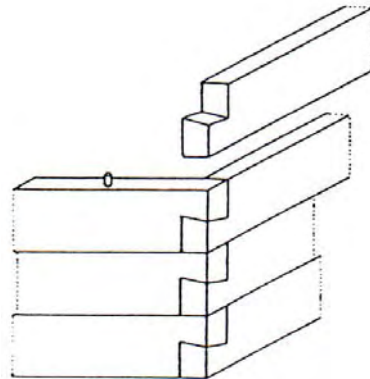


Abb. 1.10 Verzinkte Wandecken beschnittener bzw. behauener Fachwerkwände

In Westeuropa und in einigen Teilen Mitteleuropas entwickelte sich eine Fachwerktechnik mit kurzen Baumstämmen (Abb. 1.11). Dabei wurde kostengünstiges, lokal vorhandenes Material (vorwiegend Lehm) zur Ausfachung verwendet.



Abb. 1.11 Wand mit einem zimmermannsmäßigen Fachwerk

Diese Technik wurde im 12. Jhdt. in Deutschland entwickelt und ursprünglich nur für Stadthäuser verwendet. Mit Beginn des 15. Jhdt. fand diese Technik aber auch bei Häusern in ländlichen Gegenden Verwendung.

Im Laufe der Zeit entwickelte sich schließlich ein Haustyp, der eine Kombination aus Blockhaus und zimmermannsmäßigem Fachwerkhaus darstellte.

Die Dachkonstruktion der Häuser im ländlichen Gebiet war von der Schneebelastung abhängig. Das aussteifende Gespärre wurde im Allgemeinen in Längsrichtung vorgesehen (Abb. 1.12).

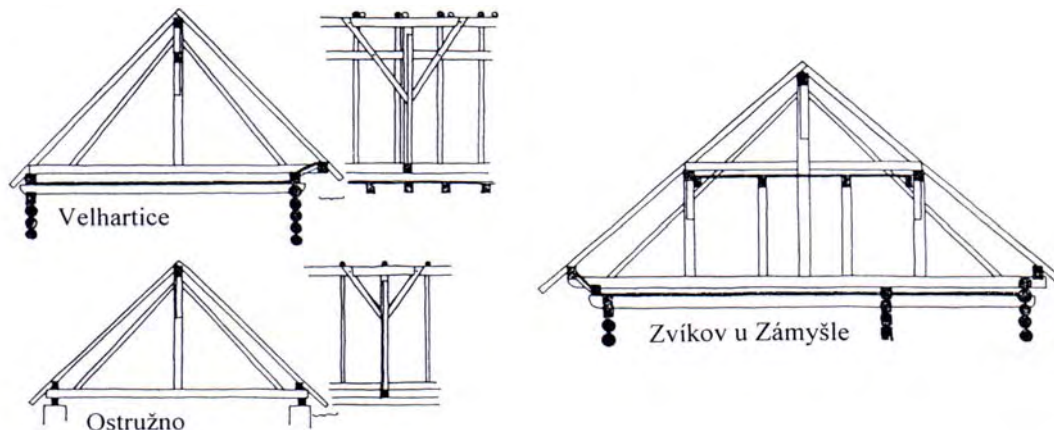


Abb. 1.12 Dachkonstruktionen

2.4 Stadthäuser

Während des 12. und 13. Jhd't's. wurden in den Städten in Mitteleuropas zumeist Blockhäuser errichtet. Im Gegensatz zu den Häusern in den ländlichen Gebieten hatten diese nur einen Durchgang in den Hinterhof.

Seit dem 14. Jhd. wurden Steine und Ziegel als tragendes Baumaterial zur Errichtung der Stadthäuser verwendet. Der Hauptgrund für diese Verbreitung war deren Brandbeständigkeit. Der Fußboden der Stadthäuser wurde bis ins 16. Jhd. jedoch weiterhin aus Holz angefertigt. Beispiele für dessen Aufbauten sind in Abb. 1.13 dargestellt.

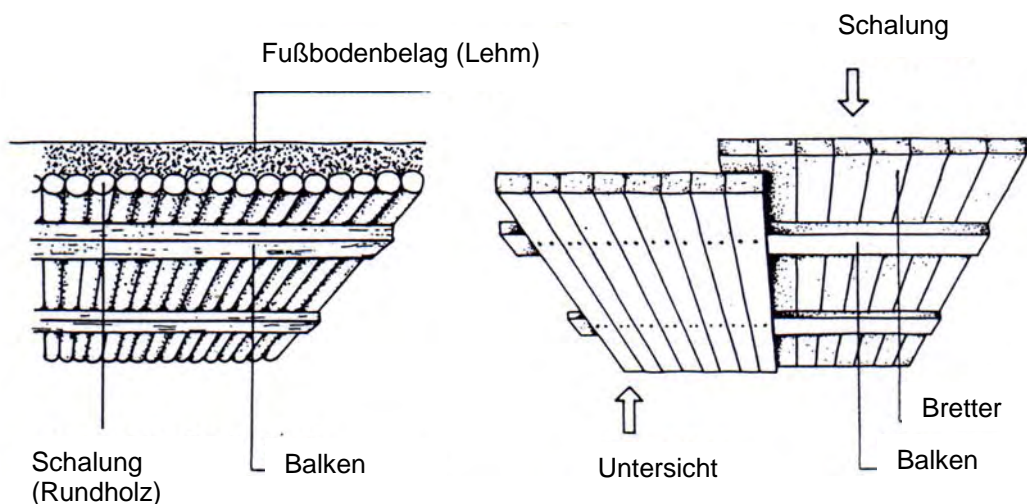


Abb. 1.13 Fußbodenaufbauten

Die Dachkonstruktionen werden bis heute aus Holz hergestellt. Seit dem 14. Jhd. wird eine nichtbrennbare Dacheindeckung verwendet.

Die Konstruktion und Ausführung der Stadthäuser war präziser und detaillierter als jene der Häuser am Land. Einer der Gründe war die Besiedlung der Städte durch Menschen aus den unterschiedlichsten Teilen Europas. Die Gebäude waren im Allgemeinen rechteckig mit Außenabmessungen von 10 m x 30 m. Eine, aus der Zeit zwischen dem 12. und 15. Jhd.

stammende, vereinfachte Darstellung der Entwicklung von reihenförmig angeordneten, zusammengeschlossenen Stadthäusern ist in Abb. 1.14 gezeigt. Die Dachform ähnelt jener der Häuser in den ländlichen Gebieten.

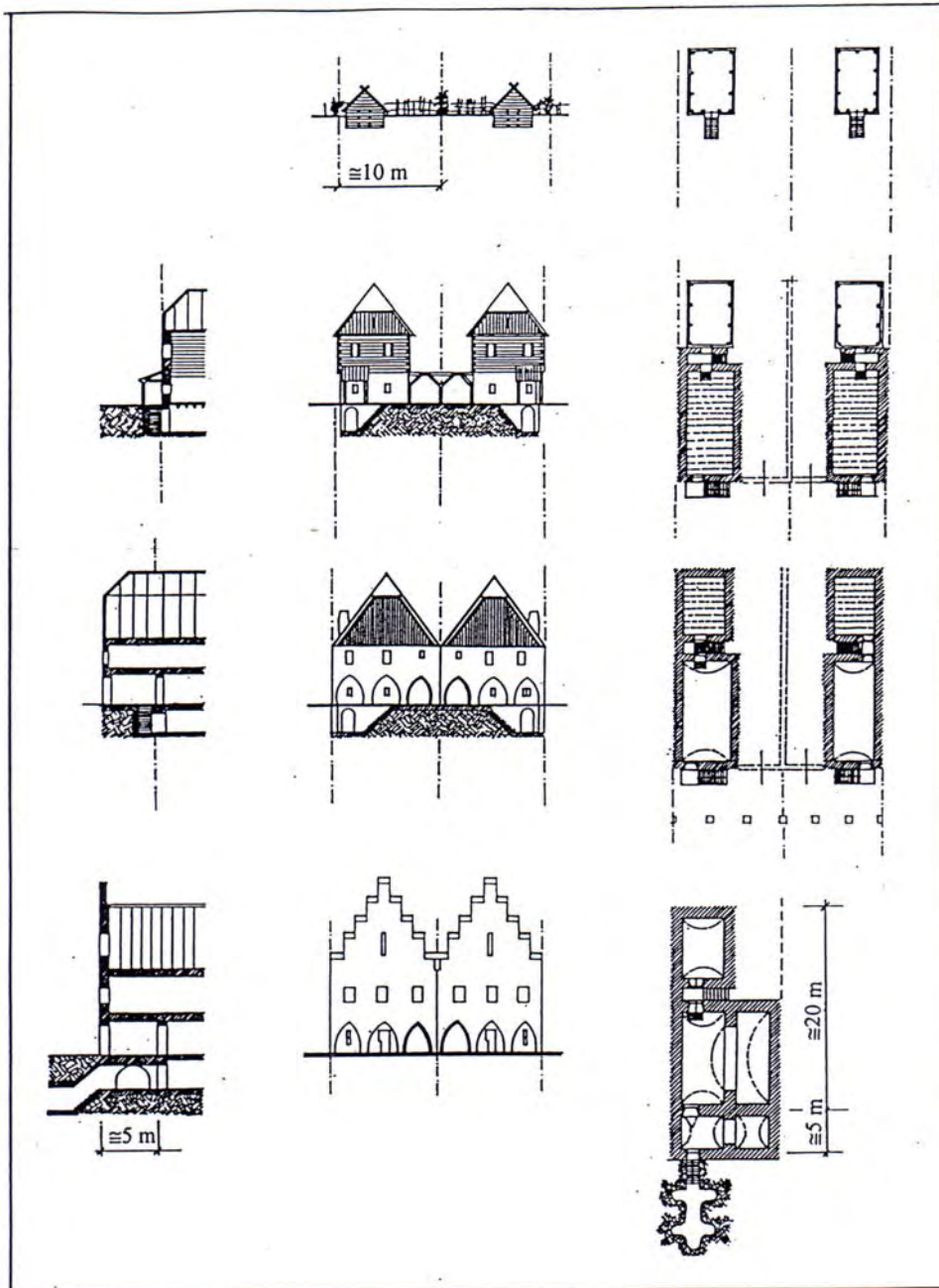


Abb. 1.14 Entwicklung von reihenförmig angeordneten Häusern in den Städten

Seit dem 16. Jhdt. wurden Häuser in den Städten überall aus Ziegeln errichtet.

Ab dem 18. Jhdt. war es in Städten verboten Holz als Baumaterial, mit Ausnahme für die obersten Geschoßdecken, zu verwenden.

3 Holzbrücken

Die ältesten bekannten Holzbrücken gehen auf das Jahr 600 v. Chr. zurück. Die wenigen verfügbaren Informationen über diese Brücken zeigen, dass die Konstrukteure hervorragendes Wissen über die Holzeigenschaften und die Einsatzmöglichkeiten in der baulichen Gestaltung hatten. Während gemauerte Brücken über Jahrhunderte bestanden, wurden diese frühen Holzbrücken meistens durch Kriege, Naturkatastrophen oder Brand zerstört.

Die frühesten Holzbrücken wurden von den Römern errichtet und waren einfache, behauene Balken, die auf Holzpfähle gelegt wurden. Eine der ersten schriftlich belegten Holzbrücken ist die Pons Sublicius (Abb. 1.15). Diese wurde während der Zeit von Ancus Marcius (640-616 v. Chr.) errichtet und bestand unter Berücksichtigung der üblichen Reparatur- und Wartungsmaßnahmen, bis zur Zeit Konstantins (306-337 n. Chr.) über 900 Jahre später.

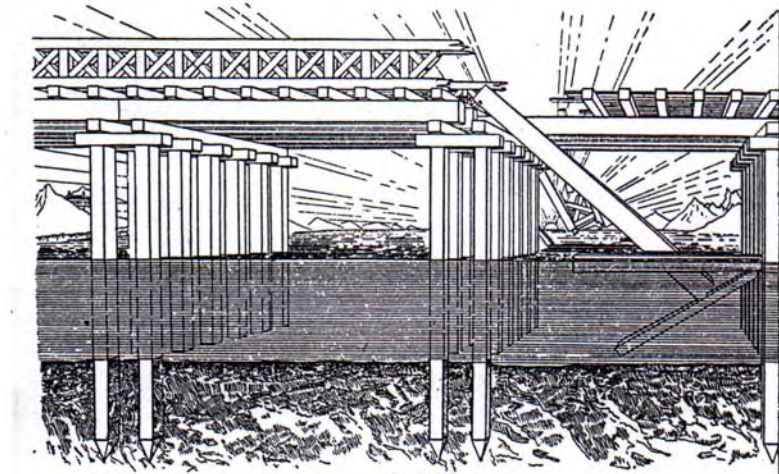


Abb. 1.15 Brücke Pons Sublicius

Die als Cäsar-Brücke (Abb. 1.16) bekannte Überbrückung über den Rhein wurde, wie man glaubt, nach den Anweisungen von Vitruvius (Anführer der Artillerie des Imperators) errichtet. In einem später gemalten Bild von Palladio wird gezeigt, dass längsgerichtete Balken auf Querbalken, die von schrägen Pfählen gestützt wurden, aufliegen. Es wurde ein interessanter Anschluss für die Verbindung der Pfosten mit den Querbalken verwendet, sodass bei zusätzlicher Beanspruchung auf dem Brückendeck die Befestigungspunkte zusammengezogen und somit eine Art Quervorspannung erreicht wurde.

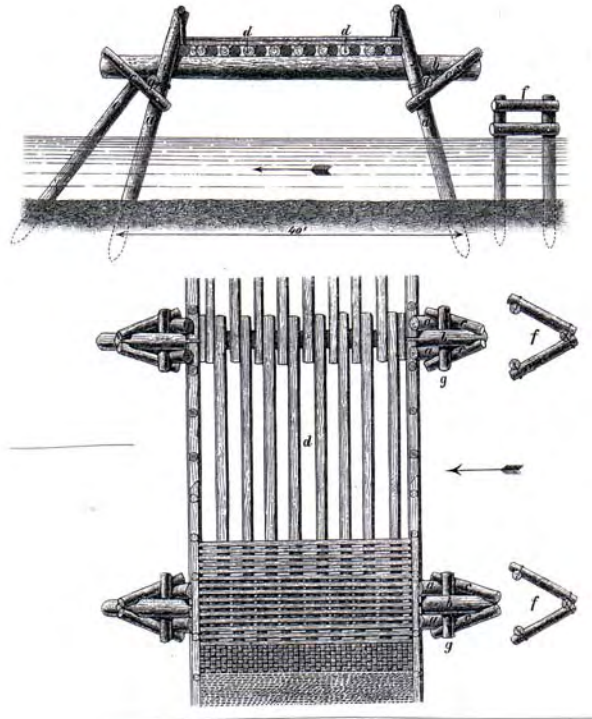


Abb. 1.16 Cäsar-Brücke

Im Jahre 104 n. Chr. entstand die Trajan-Brücke (Abb. 1.17) über die Donau. Sie bestand aus 20 Pfeilern mit einer Höhe von bis zu 45 m, die mit halbrunden Holzbögen mit einer Spannweite von bis zu 52 m verbunden wurden.

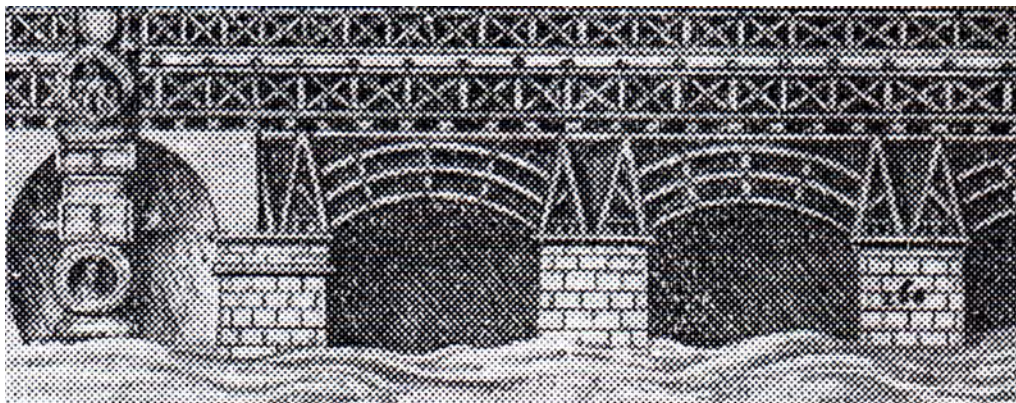


Abb. 1.17 Trajan-Brücke

Im Jahre 1570 veröffentlichte Andrea Palladio eine Abbildung einer Holzfachwerkbrücke mit einer Spannweite von 30 m, die ungefähr 1550 n. Chr. (Abb. 1.18a) über den Fluss Cismone, im Nordosten Italiens, errichtet wurde. Die Anschlussdetails lassen auf ein tiefgreifendes Verständnis des Kraftflusses schließen und sind, für die durch Fußgänger auf der Brücke erzeugte, am Untergurt eingeleitete Last, passend dimensioniert.

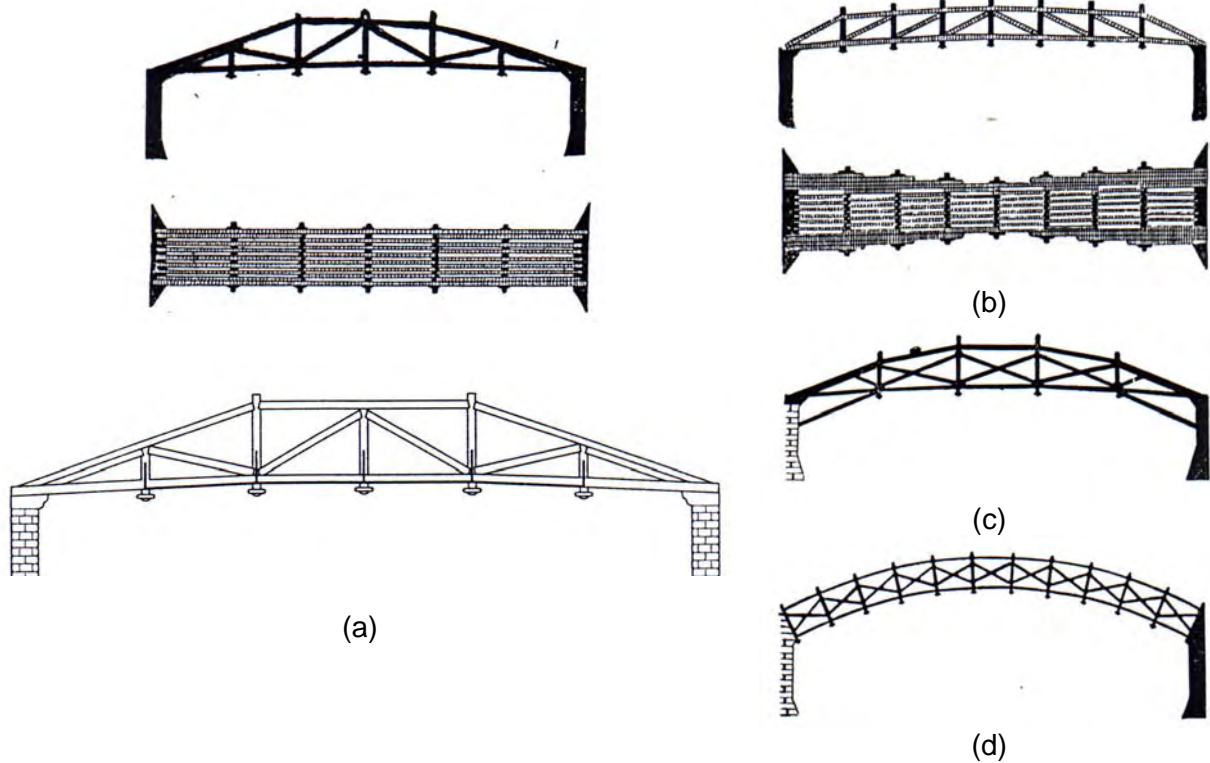


Abb. 1.18 Palladio's Darstellungen der Fachwerkbrücken

Eine der ältesten noch bestehenden Holzbrücken in Europa, ist die Kapellbrücke (Abb. 1.19) in Luzern / Schweiz. Sie wurde 1333 errichtet und über die Jahrhunderte immer wieder erneuert. Die ursprüngliche Gesamtlänge betrug 285 m. Im 19. Jhd. wurde diese aber auf 222 m reduziert. Die Brücke ist gedeckt und besteht aus, die Pfähle verbindende, Einfeldträger. Im August 1993 wurde ein großer Teil der Brücke durch einen Brand zerstört.



Abb. 1.19 Kapellbrücke in Luzern



Der Wiederaufbau der Brücke begann unverzüglich, sodass die Wiedereröffnung für den Fußgängerverkehr im April 1994 erfolgen konnte. Die Stützkonstruktion besteht aus Eichenpfeilern, die im Flussbett der Reuss eingerammt wurden. Die Querträger sind aus Eiche und verbinden die Pfeilerköpfe, welche die 26 Felder der Hauptbrücke stützen. Die durchschnittliche Spannweite beträgt 7,65 m bei einer maximalen Spannweite von rund 13,5 m. Die Gesamtlänge beträgt jetzt 204 m.

Zwischen 1755 und 1758 errichtet der Zimmermannmeister Hans Ulrich Grubenmann, die wohl bekannteste Rheinbrücke bei Schaffhausen (Abb. 1.20). Er entwarf eine einfeldrige Brücke mit einer Spannweite von 119 m, wurde jedoch von der Stadtverwaltung gezwungen diesen Entwurf zu ändern und einen bestehenden Mittelpfeiler in die Brücke einzubauen. Kurz nach der Fertigstellung der Brücke, entfernte er die Auflager über dem Pfeiler, wodurch es im möglich war zu zeigen, dass sein ursprüngliches Konzept ebenso den Beanspruchungen standgehalten hätte.

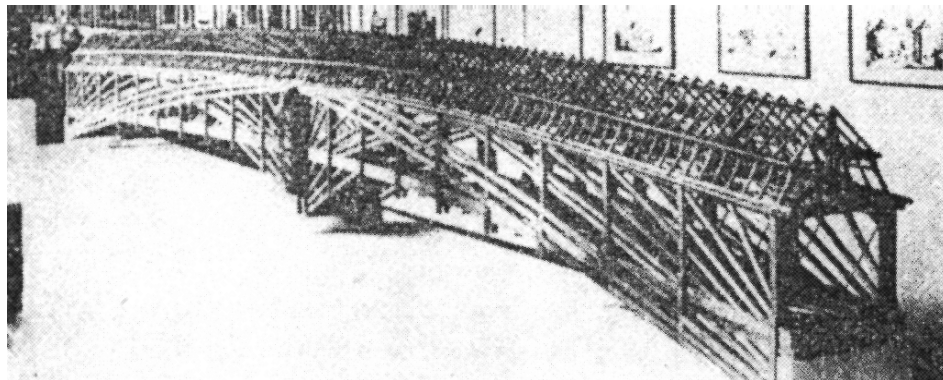


Abb. 1.20 Modell der Rheinbrücke

Während der rasanten Expansion der Eisenbahn im 19. Jhdt. wurden viele Viadukte aus Holz gebaut.

Der britische Ingenieur I. K. Brunel (1806-1859) war ein Anhänger der Verwendung von Holz und baute viele Holzkonstruktionen entlang der Eisenbahnstrecke von London nach Bristol. Er ist bekannt für die Errichtung von Eisenbahnviadukten, hauptsächlich in Südwest England und den Tälern von Welsh. Entlang der Hauptstrecke durch Cornwall befinden sich 43 Viadukte mit einer Gesamtspannweite von 8 km, die zwischen 1850 und 1859 errichtet wurden. Diese Bauten sind schmal und graziös, oft in weitläufigen Kurven zur Überbrückung von tiefen Tälern der Gegend mit Höhen von bis zu 50 m angeordnet. Den Viadukten folgten eine Anzahl an Standardbauten, die fächerartige Stützstrukturen enthielten. Die Hauptträger hatten Abmessungen von 300 mm x 300 mm und waren aus Kiefer. Sie wurden unter Verwendung von Brunel's „joggle“ oder Schubdübeln meist mechanisch verbunden, um größere Spannweiten zu erzielen. Eine spezielle Eigenschaft der Konstruktion war, dass jeder Teil innerhalb einer Stunde ausgetauscht werden konnte, ohne eine Unterbrechung des Zugverkehrs zu verursachen. Das Holz hatte eine zu erwartende Lebensdauer von 30 Jahren. Als die Arbeitskosten für die Erhaltung beträchtlich anstiegen, wurden die Brücken ersetzt und die meisten verschwanden bis 1940.



4 Literatur

- [1] Ebinghaus, H.;
"Das Zimmerhandwerk",
Leipzig / Germany, 1939
- [2] Kuklík P.;
"Development of timber framed houses in Central Europe",
Workshop COST Action E5, IUAV University, Venice / Italy, 2000
- [3] Mencl, V.;
"Country architecture",
Prague / Czechoslovakia, 1980

Kapitel 1 wurde von Petr KUKLÍK, Abteilung für Stahl und Holzbau, Tschechische Technische Universität in Prag / Tschechische Republik bearbeitet.



Kapitel 2

EIGENSCHAFTEN DES HOLZES

1 Einführung

Der Baumstamm ist für den Bauingenieur von großem Interesse, weil die lastabtragenden Holzprodukte aus ihm einschnitten bzw. gewonnen werden. Um das Verhalten und die Beschränkungen von Bauholz zu verstehen, sind einige grundlegende Informationen und ein gutes Verständnis über das Holz des Baumstammes wichtig. Abb. 2.1 zeigt einen Querschnitt eines Baumstammes, in dem die Grundbestandteile eines gewachsenen Baums dargestellt sind.

Rinde	Diese Außenschicht schützt den Baumstamm vor Brand, Temperatur und Verletzungen. Die Innenschicht transportiert Nährstoffe von den Blättern zu den Wachstumszonen.
Kambium	Ist das Wachstumszentrum indem neue Zellen entstehen. Diese wachsen nach innen und neue Rinde wächst auf der Außenseite des Zellbildungsgewebes nach.
Splintholz	Sind neue Zellen, die vertikale Kanäle für Wasser und Nährstoffe bilden und diese von den Wurzeln zu den Blättern führen. Die Zellwände wachsen nach innen und sind mit Stärke für ihr eigenes Wachstum angereichert.
Kernholz	Die Zellen im Kernholz haben zu wachsen aufgehört und bilden Gefäße, um „Abfallstoffe“ aufzunehmen. Dieses Holz ist älteres und oft härteres Holz, obwohl es nicht unbedingt fester sein muss.
extrahierte Stoffe	Sind die Nebenprodukte aus dem Wachstumsprozess, welche in den Zellen des Kernholzes, gespeichert werden. Die tatsächliche Zusammensetzung dieser extrahierten Stoffe variiert von Baumart zu Baumart und in kleinerem Ausmaß von Baum zu Baum. Einige extrahierte Stoffe sind für Pilze und Insekten giftig.
juveniles Holz	Ist das, vom Baum sehr frühzeitig (in den ersten 5 bis 20 Jahren) angelegte Holz, welches sich nahe dem Mark befindet. Es neigt zu einer geringen Rohdichte und einer groben Zellstruktur. Im Allgemeinen tritt juveniles Holz nur in einem sehr kleinen Teil des Querschnitts auf (Ausnahme: schnell wachsender Baumpflanzungen).
Mark	Das Zentrum des Baumstammes ist ein dünner, im Allgemeinen dunkler Bereich, der einst ein Zweig oder Trieb war.

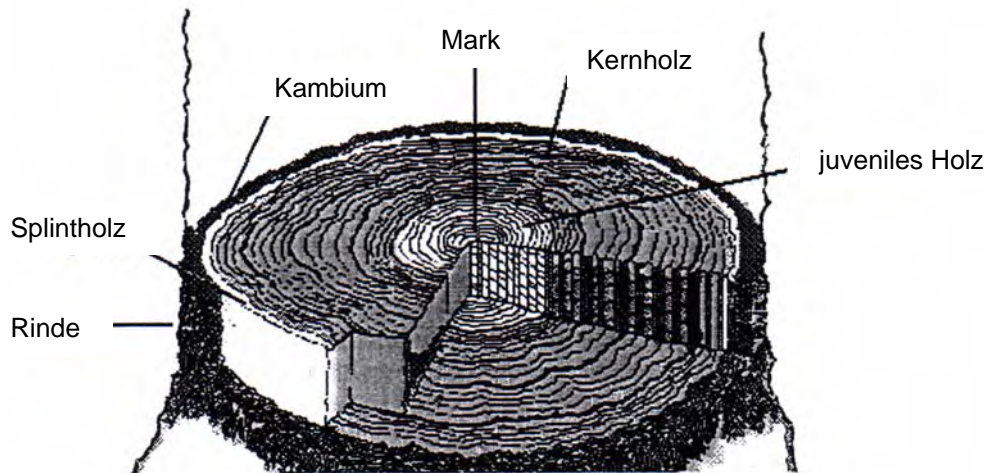


Abb. 2.1 Querschnitt durch einen Baumstamm

Holz ist ein natürlicher, organischer und zellulärer Feststoff. Es besteht aus einer Kombination der Bestandteile eines chemischen Komplexes aus Zellulose, Hemizellulose, Lignin und Extrakten. Wegen der gestreckten Holzzellen und der orientierten Struktur der Zellwände ist Holz anisotrop. Zusätzlich stammen die anisotropen Eigenschaften aus den Differenzierungen der Zellgröße während der Wachstumsperiode (Frühholz / Spätholz der Jahrringe) und zum Teil aus den bevorzugten Richtungen bestimmter Zelltypen (z.B. Markstrahlen).

Der Aufbau der Zellwände im Detail, die in ihrer Anhäufung von Zellen das „astfreie“ Holz (engl.: „clear wood“) bilden, im Gegensatz zur mit Wachstumsmerkmalen behafteten Holzstruktur des Bauholzes (engl.: „timber“ oder „lumber“), lässt sich in drei Strukturebenen gliedern, die tiefen Einfluss auf die Holzeigenschaften für den Einsatz als Konstruktionsmaterial haben. Zum Beispiel liefert die ultrastrukturelle Ebene der Zellwände die Erklärung, warum das Schwinden und das Quellen von Holz in der Querrichtung in der Regel 10 bis 20 Mal größer ist als in Faserrichtungsrichtung. Auf Mikrostrukturniveau eines astfreien Holzes liegt der Schlüssel zum Verständnis, warum Holz in Längsrichtung 20 bis 40 Mal steifer ist als in Querrichtung. Aus der Makrostruktur lässt sich sicher erklären, warum durch die Äste, den Faserwinkel, usw. die Zugtragfähigkeit in Faserrichtung von mehr als 100 N/mm² bei astfreiem Holz, auf weniger als 10 N/mm², bei (Bau-) Holz mit geringer Qualität, abnimmt.

2 Holzstruktur

Holz wird aus zwei großen Pflanzenkategorien gewonnen, die marktüblich als Hartholz (angiosperms, Laubholz) und Weichholz (gymnosperms, Nadelholz) (Abb. 2.2) bezeichnet werden.

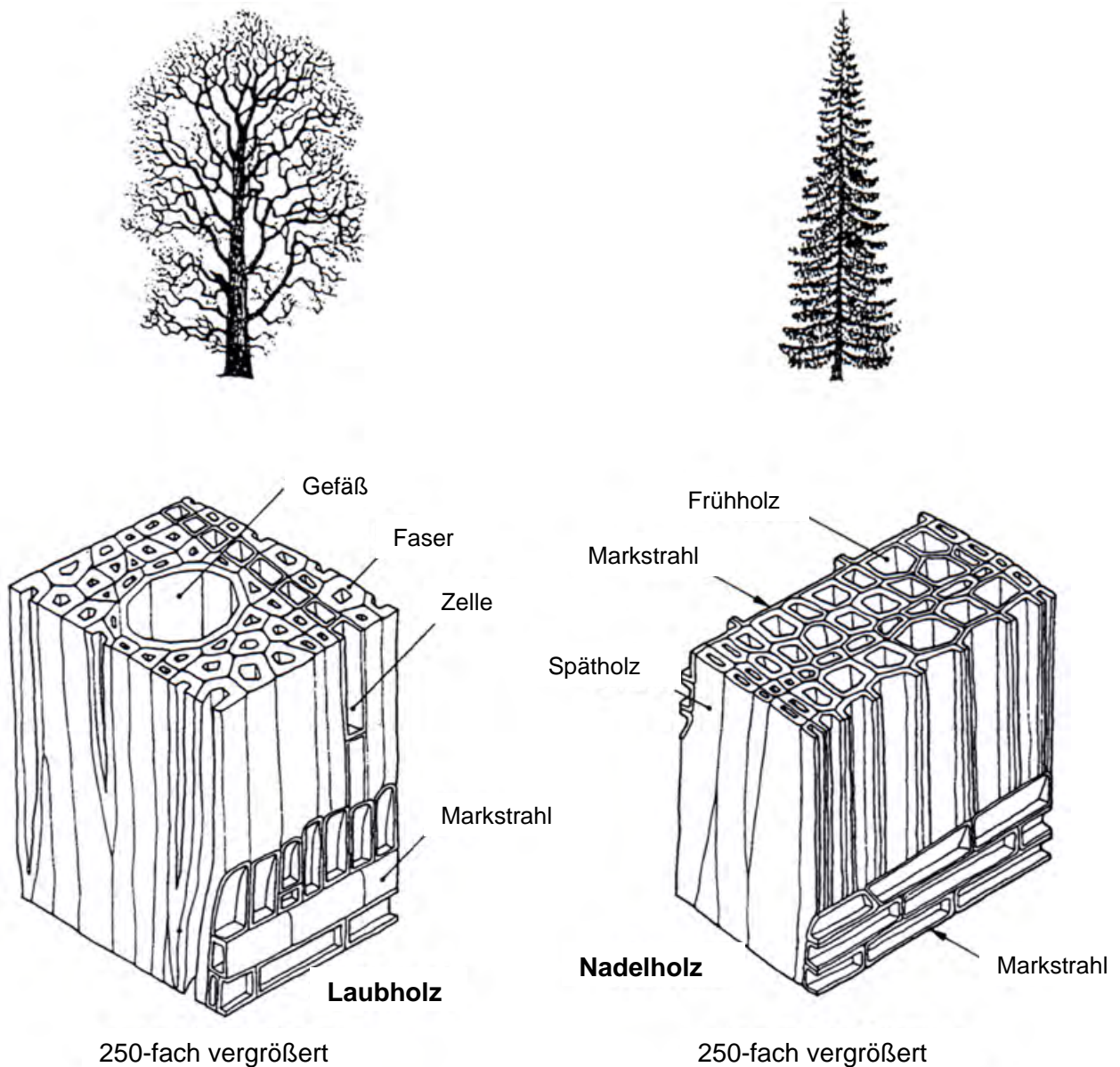


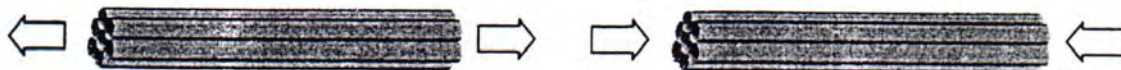
Abb. 2.2

Kommerzielles Nutzholz wird aus Laubholz (angiosperm) oder aus Nadelholz (gymnosperm) gewonnen

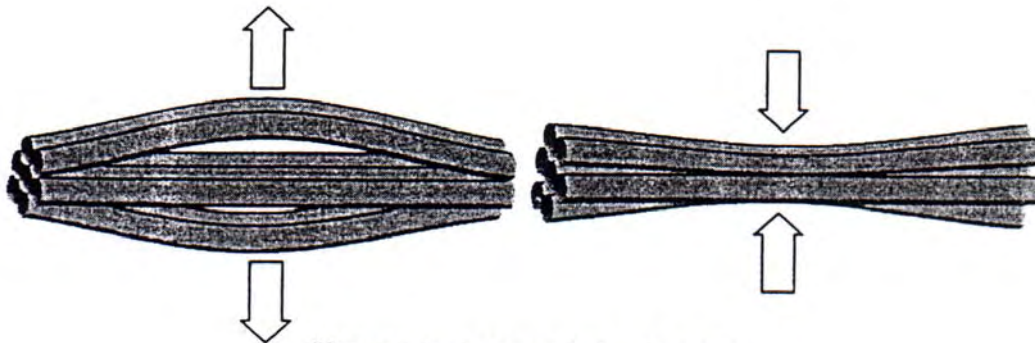
Die Beobachtung des Holzes ohne optische Hilfen zeigt nicht nur Unterschiede zwischen Laubholz und Nadelholz, sowie zwischen den Baumarten, sondern auch Unterschiede innerhalb eines Probekörpers. Zum Beispiel, im Splint- und Kernholz, Früh- und Spätholz, die Anordnung der Poren und das Auftreten von Reaktionsholz. All diese Phänomene sind das Resultat der Entwicklung und des Wachstums des Holzgewebes.

Holz selbst ist „faserförmig“ aufgebaut. Die Zellen sind lang und schlank und sind – mehr oder weniger – entlang der Längsachse des Baumstamms ausgerichtet. Die Faserung ist nicht nur durch die Jahrringe, sondern auch in Form der einzelnen Zellen zu erkennen. Diese verursachen anisotrope Holzeigenschaften, da eine höhere Steifigkeit und eine höhere Festigkeit in Faserrichtung als dazu auftritt. Näherungsweise kann man die Holzstruktur mit einem Bund paralleler Strohhalme (die Fasern repräsentierend), die mit einem schwachen Kleber zusammengeklebt sind, vergleichen.

Wenn die Last parallel zur Strohalmachse aufgebracht wird (Abb. 2.3a), zeigt sich, dass sie eine hohe Spannung und, bis diese auszuknicken beginnen, eine einigermaßen gute Druckfestigkeit aufnehmen können. Wird hingegen die Belastung lotrecht zur Strohalmachse aufgebracht (Abb. 2.3b), tendieren diese, unter Druck, zerdrückt zu werden. Sie haben eine sehr schwache Festigkeit entlang der „geklebten“ Verbindung und versagen auch entlang dieser. Die Strohhalme werden buchstäblich auseinandergerissen.



(a) Stark bei Belastung in Faserrichtung



(b) Schwach bei Belastung rechtwinklig zur Faserrichtung

Abb. 2.3

Anisotrope Eigenschaften von Holz



Viele Eigenschaften, die für den Bauingenieur von Interesse sind, lassen sich aus jenen der Mikrostruktur des Holzes erklären:

Rohdichte	Zellstruktur und -größe, Holzfeuchte
Festigkeit	Rohdichte, Holzfeuchte, Zellgröße
Schwinden	Zellstruktur und -größe, Holzfeuchte
Steifigkeit	Rohdichte, Zellstruktur und -größe, Holzfeuchte
Farbe	extrahierte Stoffe
Brandbeständigkeit	Rohdichte, extrahierte Stoffe
elektrischer Widerstand	Holzfeuchte, Zellgröße
mechanische Dämpfung	Zellstruktur

Nadelholz zeigt eine relativ einfache Struktur. Es besteht aus 90 bis 95 % Tracheiden. Tracheiden sind lange (2 bis 5 mm) und schlanke (10 bis 50 μm) Zellen mit flachgedrückten, spitz zulaufenden, geschlossenen Enden. Diese sind in radialen Reihen und mit einer Längsausdehnung in Richtung der Stammachse angeordnet. Während der Entwicklung von Frühholz zu Spätholz, werden die Zellwände dicker, während der Zelldurchmesser kleiner wird. Am Ende der Wachstumsphase sind die Tracheiden mit kleinen Zelllumina und geringen Durchmessern entstanden, während zu Beginn der nachfolgenden Wachstumsperiode vom Baum Tracheiden mit großen Zelllumina und Durchmessern ausgebildet werden. Diese Unterschiede in der Anordnung und Ausbildung der Spätholz und Frühholzzonen können zu Rohdichteunterschieden bis 3:1 führen.

Der Aufbau von **Laubholz** ist variabler und komplizierter als jener des Nadelholzes, wobei die meisten (tragenden) Bestandteile jenen des Nadelholzes entsprechen. Laubholz hat ein einfaches Gewebe für die tragende Funktion, das freie Fasern und Fasertracheiden enthält. Innerhalb dieses verstärkten Gewebes sind leitfähige Hohlgefäße, meist mit großen Lumina, zufällig verteilt. Die Hohlgefäße sind lange Pfeifen, die von wenigen Zentimetern bis zu einigen Metern Länge reichen können und aus einzelnen Elementen, mit offenen oder perforierten Enden, bestehen. Über die Anordnung der Hohlgefäße lässt sich Laubholz hervorragend in zerstreutporige und ringporigem Laubholzarten einteilen. Die Laubholzfasern besitzen dickere Zellwände und kleiner Lumina als die Tracheiden des Nadelholzes. Die Unterschiede der Wanddicken und Luminadurchmesser zwischen Früh- und Spätholz sind beim Laubholz nicht so extrem ausgebildet wie beim Nadelholz.



3 Jahrringe

Für die meisten Nadelhölzer und ringporigen Laubhölzer besteht eine Beziehung zwischen der Jahrringbreite und der Rohdichte. Nadelhölzer tendieren zu einer hohen Rohdichte der Spätholzbereiche, die eine relativ konstante Dicke aufweisen. Die größten Schwankungen in der Jahrringbreite entstehen aufgrund der veränderlichen Dicken der weniger dichten Frühholzbereiche. Folglich nimmt beim Nadelholz die Rohdichte mit zunehmender Breite der Jahrringe ab. Dies erklärt, warum die Jahrringbreite bei den Einstufungsparametern in vielen, in Europa verwendeten visuellen Sortiernormen, enthalten ist. Diese Beziehungen sollten mit Vorsicht betrachtet werden. Die Rohdichte eines Jahrrings ist vom Bodentyp, vom Klima, von forstlichen Verfahren, usw. abhängig. Aus diesem Grund, lässt die Jahrringbreite keine exakten Aussagen über die Rohdichte bei Nadelhölzern unterschiedlichen Ursprungs zu.

Ringporige Laubhölzer, wie die Eiche oder die Esche, sind durch eine hohe Konzentration offener Hohlgefäße charakterisiert, die während des Frühlings entstehen. Die Jahrringbreite ist relativ konstant und die Variation der Jahrringbreite entsteht aufgrund abweichender Dicken der Fasertracheiden der dichten Spätholzbereiche. Aus diesem Grund erhöht sich die Rohdichte mit zunehmender Ringbreite bei den meisten ringporigen Laubhölzern. Für zerstreutporige Laubhölzer, wie die Pappel und die Buche, besteht eine Beziehung dieser Art nicht.

4 Splintholz und Kernholz

Der junge, außenliegende Teil des Baumstamms leitet die notwendigen Flüssigkeiten und Nährstoffe von den Wurzeln zur Krone. Dieser Teil des Baumstamms wird als Splintholz bezeichnet. Mit zunehmendem Wuchs des Baumes wandern diese Zellen ins Stamminnere und hören physiologisch gesehen auf zu wachsen. Dieser innere Teil des Stamms wird als Kernholz bezeichnet.

Die meisten Kernhölzer sind, aufgrund der Verkrustung durch organisch extrahierte Stoffe, in ihrer Farbe dunkler. Diese Chemikalien geben dem Kernholz eine bessere Resistenz gegen das Verfaulen und holzerstörende Insekten. Normalerweise führt die Kernholzentwicklung zu einer erheblichen Verminderung des Feuchtigkeitsgehalts. Bei vielen Kernholzarten verstopfen die Hohlgefäße im Laufe der Zeit. Daraus ergibt sich eine kennzeichnende Reduktion der Durchlässigkeit. Bei manchen Baumarten (z.B. Pappel, Buche) ist das Kernholz nicht gefärbt, trotzdem besteht zwischen dem Splint- und dem Kernholz ein Unterschied, der aus den extrahierten Stoffen und physikalischen Veränderungen resultiert.

5 Juveniles Holz und Reaktionsholz

Die ersten 5 bis 20 Jahrringe (juveniles Holz, engl.: „juvenile wood“) jedes Stammquerschnitts, weisen gegenüber der Außenseiten des Stammes (reiferes Holz, engl.: „mature wood“) abweichende Eigenschaften auf. Dies ist besonders für das Nadelholz charakteristisch. Im juvenilen Holz sind die Tracheiden relativ kurz und dünnwandig.

Juveniles Holz weist typischerweise, eine geringere Festigkeit und Steifigkeit, sowie eine deutlich höheres Längsschwindmaß auf, als reiferes, „gewöhnliches“ Holz. Um das Mark ist meistens das gesamte juvenile Holz enthalten, welches über geringe Qualität, hinsichtlich



der mechanischen Eigenschaften, verfügt. Aus diesem Grund, sind junge, schnell wachsende Bäume, mit einem hohen Anteil an juvenilem Holz im Kern geringwertiger als Splintholz. Juveniles Holz findet normalerweise im Ingenieurholzbau keine Verwendung. Aufgrund des zunehmenden Anteils an schnell wachsenden, mit kurzzeitigen Umtriebszeiten ausgestatteten Pflanzungen bzw. Plantagenhölzern, wie sie für Industriezwecke verwendet werden, steigen die Probleme mit juvenilem Holz an.

Ein Baum reagiert auf von außen einwirkende Kräfte, indem der Stamm ein Reaktionsholz bildet. Nadelholz bildet an den Stellen, wo hohe Druckkräfte auftreten im Allgemeinen „Druckholz“ aus. Laubholz hingegen entwickelt in jenen Bereichen, wo hohe Zugkräfte herrschen „Zugholz“. Während das Auftreten von Zugholz von geringem Einfluss ist, treten bei einem zu großen Anteil an Druckholz im Ingenieurholzbau Probleme auf. Dieses weist breitere Jahrringe und einen höheren Anteil an Spätholz auf als normales Holz.

Holz, das Druckholz beinhaltet, führt beim Trocknen zu übermäßigen Verformungen. Druckholz besitzt im Allgemeinen eine höhere Rohdichte, sodass kein Ausgleich mechanischer Eigenschaften besteht. Im trockenen Zustand neigt das Druckholz dazu spröde zu brechen. Die meisten Regelwerke zur visuellen Festigkeitssortierung beschränken den Anteil des Druckholzes in den höheren Sortierklassen.

6 Faserneigung

Einige Bäume wachsen mit einer spiralförmigen, um den Stamm geführten, Zellorientierung. Dieses spiralförmige Wachstum haben bestimmte Holzarten gemein, andere wiederum neigen nicht dazu. Vorzugsweise tritt dies bei jungen Bäumen auf. Aus diesen Bäumen eingeschnittenes Holz, weist oft eine Faserneigung auf, welche die Verwendung wesentlich beeinflusst. Daher sind in den meisten Festigkeitssortiernormen Bestimmungen zur Beschränkungen der Faserneigung enthalten. Für qualitativ hochwertiges Holz ist eine Faserneigung im Bereich bis zu einer Neigung von 1:10 zu akzeptieren, wobei der Wert von 1:5 oder mehr für geringere Qualitäten zulässig ist.

7 Äste

Äste sind jene Teile der Zweige, die im Hauptstamm eingebettet sind. Der querliegende Ast ist mit dem Mark des Hauptstamms verbunden. Wenn der Umfang des Stammes zunimmt, werden die Jahrringe sukzessive über den Stamm und die Zweige ausgebildet und ein Kegel des Astholzes (der eingewachsene Ast) entsteht im Stamm. Diese Äste werden als „verwachsene Äste“ bezeichnet, weil sie ins Holz eingewachsen sind. An manchen Stellen stirbt der Ast ab oder bricht aus. Wenn das passiert, fügen sich die Jahrringe weiter kontinuierlich um den Hauptstamm und die abgestorbenen Aststumpfstellen. Der abgestorbene Teil des Stumpfs wird ein eingeschlossener Ast. Wenn er nicht eingewachsen ist wird dieser auch als „Ausfallast“ bezeichnet.

Für Nadelhölzer ist es charakteristisch, dass sie einen dominanten Baumstamm haben, von dem aus Astgruppen in regelmäßigen Intervallen (sog. „Astquirl“) entstehen. Aus diesem Grund, weisen Nadelholzbretter Anhäufungen von Ästen, getrennt von den „fehlerfreien“ Bereichen auf. Äste sind bei weitem die wesentlichsten Wachstumsmerkmale, die die mechanischen Eigenschaften beeinflussen. Die Äste werden, entsprechend der Form ihres Auftretens an der Holzoberfläche bezeichnet (Abb. 2.4).

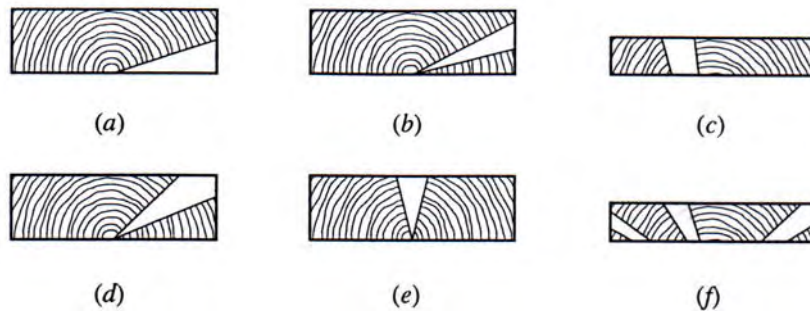


Abb. 2.4 Äste werden, entsprechend der Form ihres Auftretens an der Holzoberfläche, benannt:
(a) Flügelast; (b) Seitenkantenast; (c) durchgehender Ast; (d) Kantenast;
(e) Breitseitenast; (f) Astansammlung

8 Rohdichte

Die Rohdichte ist das wichtigste physikalische Beurteilungsmerkmal des Holzes. Die meisten Holzeigenschaften sind positiv mit der Rohdichte korreliert, d.h. mit zunehmender Rohdichte steigen die jeweiligen Eigenschaften an (wie z. B. die Festigkeit im Bereich von Verbindungen). Deshalb sind Grenzwerte für die Rohdichte direkt in der Klassifizierungsnorm für lastabtragendes Holz EN 338 „Bauholz – Festigkeitsklassen“ festgehalten.

Die Rohdichte ist definiert durch

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.1)$$

wobei m das Holzgewicht (kg) und V das Volumen (m^3) sind.

Die Rohdichte ist festigkeitsabhängig, weil die Feuchte zu einer höheren Masse führt und zusätzlich das Volumen aufquillt.

Die Rohdichte ρ_ω bei einem Feuchtigkeitsgehalt ω (%), wird ausgedrückt als:

$$\rho_\omega = \frac{m_\omega}{V_\omega} = \frac{m_0 (1 + 0.01 \omega)}{V_0 (1 + 0.01 \beta_V \omega)} = \rho_0 \frac{1 + 0.01 \omega}{1 + 0.01 \beta_V \omega} \quad (2.2)$$

wobei m_0 , V_0 und ρ_0 das Gewicht, das Volumen und die Rohdichte bei einem Feuchtigkeitsgehalt von Null sind. ρ_0 wird als Trockenrohndichte, oder einfacher als Darrrohndichte, bezeichnet. β_V ist der Schwindkoeffizient des Volumens und ist in Prozent pro prozentueller Feuchtigkeitszunahme angegeben.

Im weiteren Verlauf dieses Kapitels wird erklärt, warum „Quellen“ nur beim Eindringen von Wasser in die Zellwandschicht auftritt. Die Bezeichnung für den Feuchtigkeitsgehalt, in Bezug auf die Zellwandsättigung, ist der Fasersättigungsgehalt ω_f . Dieser entspricht für viele Holzarten dem Feuchtigkeitsgehalt von 28 %. Oberhalb dieses Wertes tritt kein Quellen auf.



Unterhalb dieser Fasersättigung darf im relevanten Bereich vereinfacht von einem linearen Zusammenhang mit dem Holzfeuchtegehalt angegangen werden.

In der Holztechnologie und im Ingenieurholzbau werden die Trockenrohddichte ρ_0 und die Rohddichte ρ_{12} bei 12 % Feuchtigkeitsanteil am häufigsten verwendet. Die in EN 1995-1-1 (EC5) definierten Werte der Rohddichte werden mit einer Masse und einem Volumen im zur Gleichgewichtsfeuchte führenden Normklima (Temperatur von 20°C und relative Luftfeuchtigkeit von 65 %) angegeben.

Der Wert von ρ_{12} wird im EC5, als mittlere Rohddichte $\rho_{12,\text{mean}}$ und charakteristische Rohddichte $\rho_{12,k}$, als 5-% Quantile angegeben. Für bestimmte Festigkeitsklassen des Schnittholzes ergibt sich für die Rohddichte bei einer Normalverteilung ein Variationskoeffizient von bis zu 10 %.

Deshalb gilt:

$$\rho_{12,k} = \rho_{12,\text{mean}} - 1.65 (0.1 \rho_{12,\text{mean}}) = 0.84 \rho_{12,\text{mean}} \quad (2.3)$$

Die Zellwanddichte ρ_c beträgt rund 1 500 kg/m³. Daher hängt die Rohddichte des Holzes von der Porosität ab, die mit dem Volumenanteil der Zelllumina definiert ist. Bauholz weist typischerweise eine Trockenrohddichte im Bereich von 300 bis 550 kg/m³ auf, woraus sich ein minimales Porenvolumen im Trockenzustand von 0,80 bis 0,63 ergibt.

Die Rohddichte variiert in einem großen Bereich, selbst wenn die betrachtete Stichprobe aus einem einzigen Wuchsgebiet stammt. Charakteristische Rohdichtewert $\rho_{12,k}$ sind in EN 338 „Bauholz – Festigkeitsklassen“ enthalten.

9 Holz und Feuchtigkeit

Der Feuchtigkeitsgehalt ist das Verhältnis des Gewichts des austreibbaren Wassers (m_w) zum Trockengewicht (m_0) des Holzes (Gleichung 2.4). Die Trockenmasse erhält man beim Ofentrocknen (Darrtrocknen) bei 103 ± 2 °C. Der Feuchtigkeitsgehalt wird als Anteil oder in Prozent angegeben.

$$\omega = \frac{m_w}{m_0} 100 = \frac{m_\omega - m_0}{m_0} 100 \quad (2.4)$$

Für den Holzfeuchtegehalt im Bereich von 6 bis 28 %, sind leicht und schnell bedienbare elektrische Feuchtigkeitsmessgeräte verfügbar. Die Genauigkeit der besten Messgeräte liegt in der Größenordnung von ± 2 %, was für die Anwendung im Ingenieurbau ausreichend genau ist. Die zwei, derzeit verwendeten Verfahren sind: einerseits ein auf Wechselstrom basierendes Messverfahren der Feuchtigkeit, bei welcher der Widerstand zwischen zwei, in das Holz eingeschlagenen Elektroden, gemessen wird und andererseits, eine auf Gleichstrombasis betreibbares Messverfahren zur Ermittlung der Holzfeuchte, das über die nichtleitenden Eigenschaften des Holzes, die in einem elektrischen Feld aus zwei, an der Holzoberfläche ruhenden Elektroden, entsteht. Beide Messtypen benötigen eine Eichung, wobei die Gleichstrom-Messung nur den Feuchtigkeitsgehalt in der obersten Holzschicht messen kann.



Wird Frischholz getrocknet, verlieren die Zellhohlräume als erstes ihr Wasser. Dieses Wasser ist auf der molekularen Ebene nicht mit dem Holz verbunden, sondern wird als freies Wasser bezeichnet. Das in den Zellwänden enthaltene Wasser wird als gebundenes Wasser bezeichnet, weil es an die Zellwandsubstanz mit hydrogenen Haftungen und van der Waal's Kräfte gehalten wird. Das Entziehen des Wassers aus der Zellwand benötigt einen höheren Energieaufwand, im Vergleich zum Entziehen des freien Wassers.

Der Feuchtigkeitsgehalt ω_f bei dem die Zellwand mit Feuchtigkeit gesättigt ist, aber kein freies Wasser in den Zellhohlräumen vorhanden ist, wird als Fasersättigungspunkt (FSP) bezeichnet. Der FSP für die meisten Holz- bzw. Baumarten liegt im Bereich von 25 bis 35 %. Für die praktische Anwendung sind 28 % ein akzeptabler Durchschnitt.

Der Fasersättigungspunkt ist für den Ingenieurbau von großer Bedeutung, weil unterhalb dieses Punktes deutliche Veränderungen der meisten physikalischen und mechanischen Eigenschaften auftreten. Oberhalb des FSP bleiben die meisten Eigenschaften nahezu konstant.

10 Schwinden und Quellen

Der Feuchtigkeitsgehalt weist einen Zusammenhang mit der Substanz in der Holzzellwand auf, sodass dieses Wasser in das nahezu porenfreie Material gezwungen wird. Dabei werden die Mikrofasern auseinandergedrückt. Das daraus resultierende Quellen der Zellwände kann praktisch gleich dem Volumen des absorbierten Wassers, angenommen werden. Während des Quellens bleibt das Volumen des Zellhohlraumes konstant. Daraus geht hervor, dass das volumetrische Quellen des Bauholzes äquivalent dem absorbierten Wasservolumen ist.

Wenn die Feuchtigkeit der Zellwände ausgetrieben ist, schrumpft das Holz. Das Quellen und Schwinden innerhalb des normalen Feuchtigkeitsbereichs von Holz, wird auch als „Arbeiten des Holzes“ bezeichnet.

Eine Veränderung der Holzfeuchte im Bereich von 5 bis 20 % führt zu annähernd linear veränderlichen Dimensionsveränderungen. In diesem Bereich können die Dimensionsänderungen wie folgt berechnet:

$$h_2 = h_1 \left[1 + \frac{\beta}{100} (\omega_2 - \omega_1) \right] \quad (2.5)$$

wobei h_1 und h_2 die Abmessungen (Dicken) jeweils für einen Feuchtigkeitsgehalt ω_1 und ω_2 sind. β ist das Quellmaß (positiv) bzw. Schwindmaß (negativ). Die Einheit wird in % / % angegeben.

Wenn kein holzartenspezifischer Wert des Schwind- bzw. Quellmaßes bekannt ist, kann ein durchschnittlicher Wert angenommen werden. Der Koeffizient des Volumenschwind- bzw. Quellmaßes β_v kann gleich dem numerischen Wert der Rohdichte multipliziert mit dem Faktor 10^{-3} angenommen werden. In anderen Worten, bei Bauholz mit einer Rohdichte von 400 kg/m^3 vergrößert sich das Volumen um 0,4 % pro Prozent Holzfeuchteanstieg. Dies beruht auf der Tatsache, dass das Volumen beim Quellen gleich jenem des aufnehmbaren



Wassers ist. Das Schwind- bzw. Quellmaß in Längsrichtung β_0 ist dabei vernachlässigbar, womit das Maß in Querrichtung β_{90} dem halben Volumenschwind- bzw. -quellmaß entspricht.

Für die meisten Holzarten, einschließlich Fichte, Kiefer, Lärche, Pappel und Eiche, können im Ingenieurbau Werte für β_0 und β_{90} mit $\beta_0 = 0,01$ und $\beta_{90} = 0,2$ angenommen werden. β ist dabei als prozentuelles Schwind- bzw. Quellmaß pro Prozent Holzfeuchteänderung angegeben. Für Buche (*Fagus sylvatica*) und Bongossi (*Lophira alata*) ist ein $\beta_{90} = 0,3$ zu verwenden.

Im Sperrholz entsprechen die feuchtebedingten Verformungen in der Plattenebene gleich den Längsschwind- bzw. -quellmaß von Bauholz. Für andere Holzprodukte, wie Span- oder Faserplatten, sind diese Verformungen von den jeweiligen Plattentypen und Produktionstechniken abhängig. In der Querrichtung dieser Platten liegen die umkehrbaren feuchtebedingten Verformungen in der gleichen Größenordnung, wie jene des Bauholzes. Viele plattenförmige Produkte, die bei ihrer Herstellung hohen Druckbeanspruchungen unterworfen waren, weisen jedoch irreversible Quellen der Dicke oder sog. „Rückfedern“ auf.

Wenn Holz in seiner Ausdehnung eingeschränkt wird (z.B. durch Bolzenverbindung in größeren Verbindungen), verursacht die Aufnahme von Feuchtigkeit Zwängungsspannungen. Infolge des viskoelastischen / plastischen Verhaltens von Holz können sich diese Spannungen eventuell abbauen und es treten unumkehrbare Dimensionsveränderungen auf. Wenn das Holz infolge der Umgebungseinflüsse zum ursprünglichen Feuchtigkeitsgehalt zurückkehrt, sind die Abmessungen geschwunden. Dadurch kann die Bolzenverbindung lose werden und die Tragfähigkeit verloren haben. Aus diesem Grund ist es in der Planung von Ingenieurholzbauten wichtig, diese Art von Konstruktionsdetails zugänglich zu halten, um eine Wartung zu ermöglichen.

Um die Auswirkungen der Dimensionsveränderungen zu minimieren, sollte Holz mit der Ausgleichsfeuchte eingebaut werden, die am Einsatzort zu erwarten ist. Innerhalb von Gebäuden sollte Holz nur in Ausnahmefällen mit einem Feuchtigkeitsgehalt, von mehr als 20 bis 22 % ist, eingebaut werden; und auch dann nur in solchen Fällen, wo eine angemessene und schnelle Austrocknung der Hölzer ohne Risiko von biologischem Abbau oder permanenten Kriechverformungen auftreten kann.

11 Verformung

Die Anisotropie des Schwindens quer zur Faserrichtung verursacht beim Trocknen im Querschnitt Formänderungen (Abb. 2.5). Die Tatsache, dass das tangentielle Schwindmaß ungefähr doppelt so hoch ist wie jenes in radialer Richtung, erklärt warum die Jahrringe die Tendenz haben sich dabei aufzurichten.

Die durch das anisotrope Schwinden auftretenden Zwängungsspannungen können, in erster Linie durch das Entstehen von radialen Rissen, entspannt werden. Die Tendenz zum „Reißen“ ist dabei abhängig von der Größe, dem Querschnitt und der Geschwindigkeit der Trocknung.

Die Anwesenheit von Druckholz, von juvenilem Holz oder auch von Ästen in Teilen des Querschnitts kann eine Formänderung in Längsrichtung verursachen, die zu Krümmungen bzw. Biegung in und quer zur Brettebene und zu Verdrehung führen können. Die Verdrehung

kann auch als Ergebnis eines eingesägten Schnittholzes eines drehwüchsigen Baumes entstehen. Eine „Schüsselung“ ist das Ergebnis der unterschiedlichen Verformungen in tangentialer und radialer Richtung (Abb. 2.6).

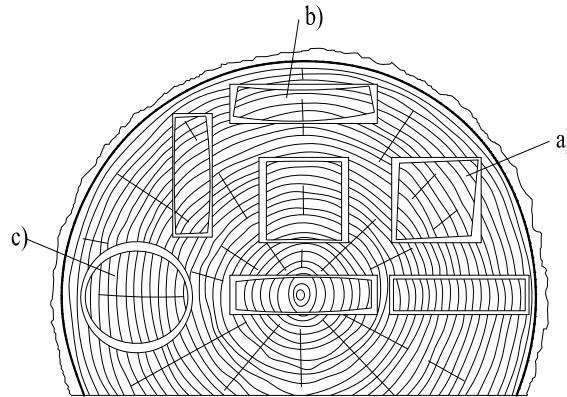


Abb. 2.5 Verformungen verschiedener Querschnitte aus unterschiedlichen Stellen des Stamms nach dem Trocknen

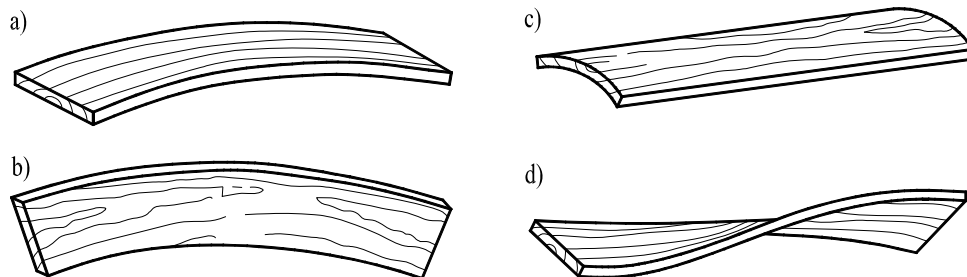


Abb. 2.6 Formänderungen: a) Längskrümmung quer zur Brettebene; b) Längskrümmung in der Brettebene; c) Schüsselung; d) Verwindung

In den nationalen Festigkeitssortierregeln sind Einschränkungen für das maximale Maß der Verformung angegeben. Die EN Standards für visuelle und maschinelle Festigkeitssortierung beinhalten empfohlene Grenzwerte der Formänderungen (Tab. 2.1). Diese Grenzwerte geben keinen genauen Zusammenhang zwischen der Verformung und der Festigkeit wieder, aber jenseits dieser definierten Grenzen, wird der Gebrauch und die Montage von Holzkonstruktionen inakzeptabel verkompliziert. Es können Fälle auftreten, wo die Planung engere, als die in Tab. 2.1 angeführten, Grenzwerte vorsieht, wobei diese dann mit dem jeweiligen Lieferanten bzw. Hersteller abzusprechen sind.

Art der Formänderung	Sortierklasse	
	C18 und niedriger	höhere Klassen
Krümmung quer zur Brettebene	20	10
Krümmung in der Brettebene	12	8
Verdrehung	2 mm/25 mm Breite	1 mm/25 mm Breite
Schüsselung	keine Beschränkungen	

Abb. 2.1 Maximale Formänderungen (mm pro 2 m Länge) gemäß EN 518 und EN 519

12 Feuchtigkeitsgehalt und mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Holzeigenschaften sind in wesentlichem Maße vom Feuchtigkeitsgehalt abhängig. Eine Zunahme der Holzfeuchte verursacht geringere Festigkeiten und Steifigkeiten. Dieser Effekt ist teils durch das Zellwandquellen erklärbar, wodurch weniger Zellwandmaterial pro Einheit verfügbar ist. Wichtiger als dieser Umstand ist jedoch, dass das Wasser, wenn es in die Zellwand eindringt die Wasserstoffbindungen, die für den Zusammenhalt der Zellwände verantwortlich sind, schwächt. Die Veränderung des Feuchtigkeitsgehalts über den Fasersättigungspunkt hinaus hat auf die mechanischen Eigenschaften keine Auswirkungen, da diese Änderungen auf das freie Wasser im Zellhohlraum beschränkt sind.

Die Auswirkung der Holzfeuchteveränderung variiert für unterschiedliche mechanische Eigenschaften. Beispielsweise wird die Druckfestigkeit in Faserrichtung bestimmt durch das Ausknicken von Fasern, wobei feuchteempfindliche Wasserstoffbindungen dabei eine wichtige Rolle spielen. Dieser Festigkeitstyp ist daher empfindlicher gegenüber Holzfeuchteänderungen als z.B. eine Zugbelastung in Faserrichtung.

Um vergleichbare mechanische Eigenschaften für Bauholz und Holzwerkstoffe hinsichtlich Holzfeuchteauswirkungen zu erreichen, sind diese bei standardisierten Umgebungsbedingungen in einer Umgebung mit 20 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 die zu einer Holzgleichsfeuchte von im Allgemeinen 12 % führen, zu prüfen. Für tragende Holzbauteile, die unter anderen Bedingungen geprüft wurden, müssen die mechanischen Eigenschaften gemäß EN 384 „Bauholz – Bestimmung der charakteristischen Werte der mechanischen Eigenschaften und Rohdichten“ angepasst werden.

13 Belastungsdauer

Versuche an Bauholz, die über eine lange Zeit durchgeführt werden, erleiden eine Einbuße der Festigkeit. Die in der Bemessung angesetzten Festigkeitswerte für Holzbauteile bei Einwirken von langfristig, permanent wirkenden Lasten, betragen nur mehr rund 60 % von in Kurzzeitversuchen im Labor bestimmten Festigkeitswerten.

Es ist bekannt, dass Feuchtigkeitsveränderungen das Kriechen im Holz erhöhen. Dieses Kriechen wird als mechano-sorptiv bezeichnet, weil dieses nur während dem gleichzeitigen



Wirken einer mechanischen Spannung und den periodischen Durchläufen der Feuchtigkeits-sorption erfolgt. Dieser Effekt bewirkt auch, dass die Zeit bis zum Versagen von Holz wesentlich verkürzt wird.

Oberflächenbehandeltes Holz oder zum Brettschichtholzbauteile mit großem Volumen erfahren eine geringere Feuchtigkeitsveränderung als unbehandeltes Holz oder Holz mit kleinem Volumen. Damit stellt sich die Frage, ob für oberflächenbehandeltes Holz oder für Brettschichtholzbauteile mit großem Volumen nicht höhere Werte für den Modifikationsfaktor in Rechnung gestellt werden können.

Das Langzeitverhalten von Plattenwerkstoffen variiert in großem Ausmaß. Sperrholz für lastabtragende Zwecke verhält sich dabei wie Vollholz. Das Verhalten von Spanplatten ist vom Zerlegungsgrad und der Orientierung der Späne abhängig, wobei sowohl für Span- als auch für Faserplatten die Qualität des verwendeten Klebstoffes das Langzeitverhalten wesentlich beeinflusst. Während die besten Spanplattenprodukte einen Wert für den Einfluss der Lasteinwirkungsdauer von 0,40 aufweisen, beträgt dieser für Faserplatten 0,20 und darunter.

14 Modifikationsfaktor für den Feuchtigkeitsgehalt und die Belastungsdauer

In der Bemessung von Holztragwerken werden der Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts und der Belastungsdauer durch Festlegung einer Nutzungsklasse und einer Belastungsdauer berücksichtigt. Eurocode 5 (EC 5) definiert Modifikationsfaktoren k_{mod} für jede Kombination der zwei Arten von Klassen.

15 Literatur

- [1] Boughton, G.N.;
„Introduction to timber design“,
Kapitel 1.0 aus „LIMIT STATES TIMBER DESIGN to AS1720.1“; Curtin University,
Australia, 1997
- [2] Hoffmeyer, P.;
“Wood as a building material“,
Chapter A4 aus „STEP 1 – Timber Engineering“; Erste Ausgabe, Centrum Hout,
Niederlande, 1995

Kapitel 2 wurde von Petr KUKLÍK, Abteilung für Stahl und Holzbau, Tschechische Technische Universität in Prag / Tschechische Republik bearbeitet.

Kapitel 3

BAUHOLZ**1 Einleitung**

Zu Beginn dieses Kapitels sei eine Aussage von B. Madsen [1] zitiert:

„... Die beiden Produkte – Holz, im Sinne von „fehlerfreiem Holz“ und mit Wuchsmerkmalen behaftetes Bauholz, im Sinne von handelsüblichen Holz – müssen als zwei unterschiedliche Materialien betrachtet werden. Dieser Umstand ist bei der Festlegung der Festigkeitseigenschaften für Ingenieuraufgaben zu berücksichtigen. ...“

Diese Aussage spiegelt die bei weitem wichtigste Tatsache wieder, wenn Bauholz als Material für Ingenieurbauten verwendet wird. Für beide „Materialien“ – Holz und Bauholz – zeigt sich die Notwendigkeit diese Aussage als Grundlage zu berücksichtigen, dass das mechanische Verhalten und die Eigenschaften von „fehlerfreiem Holz“ für die ursprüngliche Verwendung im Maschinen- und Flugzeugbau geprüft und festgelegt worden sind. Diese Werte weichen zum Teil wesentlich von den Kennwerten für Holz in Bauteilgröße ab. Neben dem Größeneffekt, z.B. weisen Proben mit kleinen Abmessungen höhere Festigkeitskennwerte auf als Proben mit großen Abmessungen, kann eine Erklärung dafür auch im Auftreten von „strukturellen Störungen“ (Wachstumscharakteristiken) wie Ästen, Faserneigung, Risse, usw. gefunden werden. Aber auch als Ergebnis des Produktionsprozesses (z.B. angeschnittene Fasern, usw.) können diese Unterschiede induziert werden.

Die mechanischen Kennwerte (Festigkeit und Steifigkeit) und, in manchen Fällen, das mechanische Verhalten dieser zwei „Materialien“ muss streng getrennt werden. Abb. 3.1 soll die Unterschiede und das offensichtlich nicht vergleichbare Verhalten von Zugversuchsproben darstellen. Die zugehörigen Abmessungen und die Materialstruktur erklären die erwähnten Tatsachen von selbst.

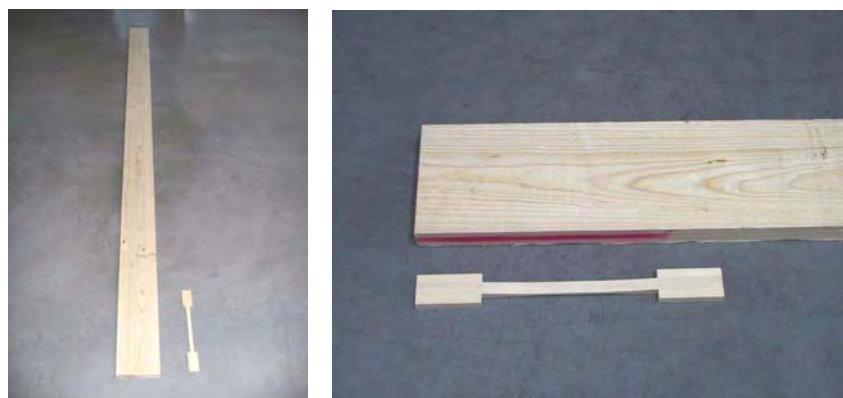


Abb. 3.1 Proben für Zugversuche; Probe in Gebrauchsabmessungen und fehlerfreie Kleinprobe

Aus europäischer Sicht, wird im Ingenieurholzbau Wert darauf gelegt, für die Festigkeits- und die Steifigkeitskennwerte von Bauholz an Vollholzproben zu testen. Hinweg wurden in Nordamerika über einen langen Zeitraum hinweg die mechanischen Eigenschaften für Bauholz, aus den Eigenschaften des „fehlerfreien Holzes“ und nachträglicher Anpassung der mechanischen Werte mittels verschiedener Faktoren abgeleitet. Dies führt zu der Konsequenz, dass, wenn mechanische Werte für Bauholz festgelegt werden, man eher von „Materialkennwerten“ als von „Ingenieurkennwerte“ sprechen sollte.

2 Sortierung

Holz ist ein natürlicher Roh- und Werkstoff mit einer großen Bandbreite und hohen Streuung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften, die von der Baumart, der genetischen Faktoren, dem Wachstum und den im Umweltbedingungen der Bäume, abhängen. Um die vorhandenen Möglichkeiten bezüglich der gegebenen Eigenschaften voll auszuschöpfen und Holz als tragendes Bauteil auf eine zuverlässige und erfolgreiche Weise zu verwenden, ist Holz deshalb zu sortieren. Abhängig von der späteren Verwendung der Produkte, erfolgt der Sortierprozess dabei im Allgemeinen in Hinblick auf:

- die Festigkeit
- die Erscheinung und
- die „Verwendung“ (z.B. Formstabilität, Verformungen, Verdrehungen,

Tab. 3.1 gibt einen Überblick über ausgewählte, Strukturstörungen (Wachstumseigenschaften) von Holz bzw. Bauholz und deren Auswirkung auf die Sortiereigenschaften.

Art der Strukturstörung (Wachstumseigenschaften)	Auswirkung auf die			
	Festigkeit	Steifigkeit	Dauerhaftigkeit	Erscheinung
Astigkeits (incl. Faserabweichung im Astbereich)	+	±	–	+
(globale) Faserneigung	+	–	–	–
Reaktionsholz	+	±	–	+
Jahrringstruktur / -position	(–)	(–)	(–)	+
biologische Schädlinge (Insekten, Pilze)	(+)	(+)	+	+
mechanische Beschädigung	+	(–)	–	(–)
Verformungen	(+)	(+)	(+)	(–)
Deformationen, Verdrehungen	–	+	–	+

Abkürzungen:
+ hoher Einfluss, (+) deutlicher Einfluss, ± mittlerer Einfluss, (–) geringer Einfluss, – kein Einfluss

Tab. 3.1 Überblick auf ausgewählte Strukturstörungen (Wachstumseigenschaften) und deren Einfluss auf die Sortierung für unterschiedliche Verwendungen [4]



Für die Anwendung als lastabtragender Bauteil, sind offensichtlich die Festigkeit und die Steifigkeit die wichtigsten Sortierungsziele. Dies kann mittels zweier Verfahren durchgeführt werden:

– visuelle Festigkeitssortierung

Die Methode der visuellen Festigkeitssortierung basiert auf dem Zusammenhang der Häufigkeit, der Größe, der Art der Wuchseigenschaften (wie z.B. der Astgröße und die mechanischen Eigenschaften) und den Festigkeitseigenschaften. Im Allgemeinen wird dieser Prozesse „manuell“, durch ausgebildete Arbeitskräfte, durchgeführt. Die Einteilung in unterschiedliche Festigkeitsklassen ist einfach und leicht erlernbar, die Regeln sind im Allgemeinen national definiert und festgeschrieben. Die europäische Norm EN 14081, Teil 1 definiert die minimalen Anforderungen und die festzustellenden Parameter der Sortiernormen. Die folgenden Eigenschaften sollen zumindest enthalten sein:

- Grenzwerte für die festigkeitsbeeinflussenden Eigenschaften, wie für: Äste, Faserneigung, Rohdichte oder Jahringbreite, Formänderungen
- Grenzwerte für geometrische Eigenschaften: Schwinden, Krümmung (Biegung quer zur Bretteebene, Biegung in der Bretteebene, Verdrehung)
- Grenzwerte für biologische Eigenschaften: Pilz- und Insektenbefall
- Andere Eigenschaften: Reaktionsholz, mechanische Beschädigung.

Die Vor- und Nachteile der visuellen Festigkeitssortierung sind:

- die Regeln sind einfach und leicht zu erlernen und zu verstehen und für die Anwendung sind keine großen technischen Kenntnisse und keine teure Ausstattung erforderlich
- die visuelle Sortierung ist arbeitsintensiv und ineffizient, weil die Holzstruktur und die Rohdichte, die wichtige Parameter der Festigkeit sind, nicht gemessen sondern nur abgeschätzt werden
- die Ergebnisse der Sortierung sind von der Aufmerksamkeit und den Kenntnissen der verantwortlichen Personen abhängig. Deshalb sind die Kapazität und die Objektivität eingeschränkt
- Wenn die Regeln ordnungsgemäß angewendet werden, ist die Methode effektiv und günstig

Regelungen für die Zuordnung der nationalen visuellen Sortierungsklassen, zu den in EN 338 angegebenen Festigkeitsklassen können der europäischen Norm EN 1912 entnommen werden.



– maschinelle Festigkeitssortierung

Im Zuge der maschinellen Festigkeitssortierung werden, zusätzlich zu den Parametern der visuellen Sortierung, auch die festigkeitsbeeinflussenden Holzparameter, wie Rohdichte und Elastizitätsmodul, berücksichtigt. Als Folge kann Holz mit höherer Zuverlässigkeit und Effizienz sortiert werden.

Der Sortiervorgang wird mit Maschinen, die nach folgenden physikalischen Prinzipien funktionieren, durchgeführt:

- Mechanische Methoden (Biegemaschinen, Prüfbelastung)
- Schwingungsmethoden (Messungen des dynamischen MOE mittels Längsschwingungen („Eigenfrequenz) oder Ultraschall)
- Radiographische Methoden (Röntgen-Durchleuchtung, Mikrowellen)
- Optische Methoden (CCD-Kameras, Messung des „Tracheid-Effektes“)
- Andere (Messungen der Wärmekapazität, Messungen der Eindringtiefe, usw.)

Die Vor- und Nachteile der maschinellen Festigkeitssortierung sind:

- Der Sortierprozess ist wiederholbar und objektiv, was zu einer guten Trennschärfe und einem höheren Anteil an hohen Festigkeitsklassen führt.
- Die Leistung der Sortierung erhöht sich beträchtlich (bis zu einer Kapazität von 300 m / min).
- Die Ausstattung ist teuer, die Anschaffung ist nur für größere Firmen mit entsprechender Produktionskapazität sinnvoll. Die Maschinen müssen gewartet und repariert werden, weiters müssen die Maschinen und/oder Produkte durch interne und externe Überwachung kontrolliert werden.
- Personen, die den Sortierungsprozess überwachen, müssen gut ausgebildet werden.
- Derzeit sind nur Maschinen für Bauteile mit relativ kleinen Abmessungen (Dicken) zugelassen.

Regelungen für die maschinelle Sortierung sind in der europäischen Norm EN 14081 (Teil 1, 2, 3 und 4) gegeben.

Der Vorgang der Festigkeitssortierung führt zu homogenen und abgestuften mechanischen Eigenschaften und erlaubt die Definition von Klassen (Sortierklassen) (Abb. 3.2). Für die europäischen Festigkeitsklassen sind in EN 338 charakteristische Werte für Nadelholz- (engl.: coniferous C) und Laubholz- (engl.: deciduous D) arten angegeben.

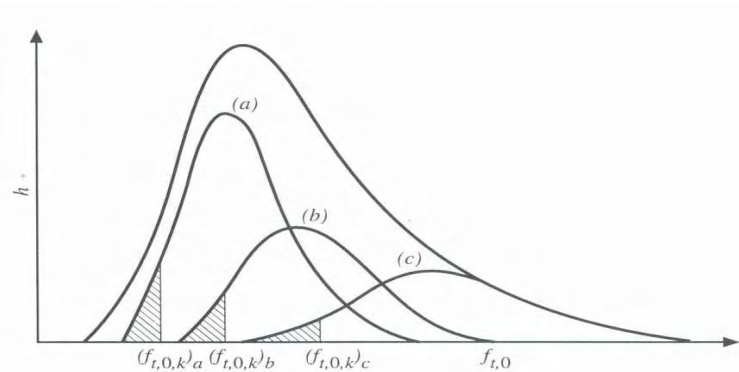


Abb. 3.2 Skizze zur Streuung von Festigkeitswerten bei Bauholz, sortiert in drei Klassen a, b, c; [2]

3 Mechanische Eigenschaften

Eine weitere Eigenschaft des Holzes betrifft die anisotropen Eigenschaften, die in Bauholz zu einem hohen Grad erhalten sind. Dies ist im Gegensatz dazu bei Holzwerkstoffen mit der erreichbaren Homogenisierung des Materialverhaltens und entsprechender Kennwerten nicht mehr der Fall.

Der oben erwähnte Umstand folgt aus den Arbeitsschritten bei der Erzeugung von Bauholz:

- entrinden
- sägen
- trocknen
- hobeln (falls erforderlich)
- Keilzinkenverbindung (nur für einige Produkte)
- Kleben auf der Breitseite (nur für einige Produkte; aber weniger als vier Einzelkomponenten)

Abgesehen von den Unterschieden zwischen Holz und Bauholz, die zu Beginn dieses Kapitel erwähnt wurden, ist das physikalische Verhalten betreffend der anisotropen Eigenschaften, das Schwinden und Quellen, die Belastungsdauer, usw. gleich wie in Kapitel 2 für die Eigenschaften von Holz beschrieben.

Es ist zu beachten, dass die Kennwerte, die in EN 338 angegeben sind, wegen des „Größeneffekts“ von den Abmessungen abhängen (für Vollholz: Breite $b = 150$ mm für die Zugfestigkeit, Höhe $h = 300$ mm für die Biegefestigkeit). Für andere Dimensionen können die Faktoren k_b und k_h im Zuge der Bemessung entsprechend Berücksichtigung finden.



4 Produkte

4.1 Stangen und Rundholz

– Allgemeines

Für die Produkte „Stangen und Rundholz“ sind nur das Entrinden und in manchen Fällen ein Entlastungsschnitt entlang der Längsachse, um den Effekt des Schwindens und Quellens zu reduzieren, zulässig. Die Beschädigung der Faserstruktur, z.B. bei Veränderungen des Querschnitts, muss vermieden werden. Als Ergebnis kann sowohl eine Zunahme der Festigkeitskennwerte, als auch der Steifigkeitskennwerte von rund 20 % im Vergleich zu Schnittholz erreicht werden.

– Mechanische Eigenschaften

Zusätzlich zum Einfluss der Wachstumsmerkmale auf die mechanischen Eigenschaften, wie der Größe und Anzahl der Äste, der Faserneigung und, wie bereits erwähnt, der Einflüsse des (Ein-) Sägens müssen zusätzliche Grenzwert (hauptsächlich wegen „konstruktiver“ Gründe) definiert und eingehalten werden, wie: die Konizität (Verminderung der Abmessungen des Querschnitts entlang der Längsachse), die Faserverdrehung infolge des Drehwachses der Bäume und die Ovalität (Verhältnis von der größten zur kleinsten Querschnittsabmessung) b , wenn Stangen und Rundholz als für lastabtragende Zwecke verwendet wird.

– Dimensionen

Länge: bis zu 20 m (abhängig von den Transport- und der Montagemöglichkeiten)

Durchmesser: von kleinen Durchmessern (80 mm) bis zu 500 mm abhängig von der Holzart.

– Anwendung

Stangen und Rundhölzer werden nahezu ausschließlich durch Längskräfte beansprucht, wie z.B. bei Pfosten und Stiele von Fachwerken. Stangen und Rundhölzer werden oft für landwirtschaftliche Gebäude, Brücken für die Holzernte und ländliche Gebäude, als Telefonmasten, Baugerüste und auch als Pfähle für Gründungen von Gebäuden verwendet. Dieses Produkt ist günstig und leicht erhältlich, während es Nachteile in der Planung und speziell für Verbindungen (Lebensdauer) gibt.

– Holzarten

Alle verfügbaren Holzarten – Nadelholz (Fichte, Kiefer, Tanne, Lärche, Douglasie, usw.) und Laubholz (Eiche, Buche, Esche, Ahorn, Robinie, Edelkastanie, usw.) – können als Stangen und Rundhölzer verwendet werden.



4.2 Vollholz

– Allgemeines

Vollholz (auch Schnittholz) erhält man durch Sägen von Baumstämmen in prismatische Teile unterschiedlicher Abmessungen. Nach dem Sägen der Teile werden diese auf einen Holzfeuchtegehalt von mindestens $u \leq 20\%$ getrocknet (wenn möglich soll die Holzfeuchte gleich der Gleichgewichtfeuchte an der Einbaustelle sein). In Abhängigkeit von der späteren Verwendung wird es manchmal auch gehobelt.

Ein Nachteil des Vollholzes ist, dass es zu Rissbildung und Formänderungen während des Trocknungsprozesses aber auch im verbauten Zustand neigt. Für Vollholz kann dieses Verhalten durch die unterschiedlichen Eigenschaften des Kernmaterials („juveniles“ Holz hat innerhalb der ersten 5 – 20 Jahrringe eine geringere Dichte und größere Jahrringe sowie stärkeren Drehwuchs und eine höhere Astigkeit) und der äußeren Bereiche des Baumstammes, erklärt werden. Wenn Risse im Vollholz vermieden werden sollen, sind die inneren Zonen des Baumstammes, beim Sägen herauszuschneiden. Das führt auch zu Querschnitten mit höherer Dimensionsstabilität.

– Mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften bei Druck und Zug von Nadelholzarten und auch die Biegefestigkeit nehmen bei zunehmender Entfernung des Brettzentrums vom Mark, hauptsächlich wegen der geringeren Astigkeit und wegen der höher werdenden Rohdichte in den Außenbereichen des Baumstammes zu. Als Konsequenz soll gesägtes Holz mit hoher Festigkeit und Steifigkeit aus den Randzonen gewonnen werden, während Teile mit hoher Schubbeanspruchung aus den Innenteilen des Baumstammes (das ist ein wichtiger Umstand für den Aufbau von Brettschichtholz) gewonnen werden.

Vollholz wird üblicherweise, gemäß der national gültigen Normen (z.B. ÖNORM DIN 4074-1 in Österreich), visuell festigkeitssortiert. Für Bretter und Gerüstbretter – insbesondere jedoch für die Verwendung in der Brettschichtholzerzeugung – wird auch maschinell sortiertes Schnittholz verwendet.



– Dimensionen

Abhängig von den Abmessungen der gesägten Holzbauteile werden diese wie folgt bezeichnet:

	Dicke t / Höhe h	Breite b
Latten	$t \leq 40 \text{ mm}$	$b < 80 \text{ mm}$
Bretter	$t \leq 40 \text{ mm}$	$b \geq 80 \text{ mm}$
Pfosten	$t > 40 \text{ mm}$	$b > 3t$
(Gesägtes) Kantholz	$b \leq h \leq 3b$	$b > 80 \text{ mm}$

Tab. 3.2 Dimensionen typischer Vollholzbauteile und ihrer Bezeichnungen (gemäß ÖNORM DIN 4074-1)

(Gesägtes) Kantholz (in Mitteleuropa) wird bis zu 16 m Länge, in Abstufung von 0,5 m, produziert. Kantholzquerschnitte werden typischerweise in 2 cm Schritten bis zu Dimensionen von rund 200/240 mm abgestuft. Die Standardlänge für Pfosten, Bretter und Latten (in Mitteleuropa) ist 4,0 m. Erhältliche Längen reichen jedoch von 1,5 m bis 6,0 m. Die typischen Dimensionen können von den angegebenen Werten im Rest Europas unterschiedlich sein.

– Anwendung

In der Planung von Holzkonstruktionen wird Kantholz für alle Typen von Bauteilen mit Anforderungen an die Tragfähigkeit, wie Säulen, Balken, Pfetten und für andere tragende Elemente verwendet. Die Anwendung reicht vom allgemeinen Gebrauch in allen Bereichen des Holzbaues, für z.B. Betonschalungen und in allen Bereichen der Bauindustrie.

Pfosten werden für die Gestaltung von lastabtragenden Flächen wie Gerüstbretter, Balkone oder Dachverkleidungen eingesetzt. Stehende Pfosten werden auch für die Produktion von Nagelplattenbindern verwendet.

Bretter werden für Dach- oder Deckenschalungen, für Balkonbeläge, Terrassen und andere Anwendungen angewendet.

Latten werden z.B. als Unterkonstruktion für Fußböden, für Dachkonstruktionen und für Fassaden verwendet bzw. allgemeine Anwendungen herangezogen.

Im Holzbau können Latten und Bretter auch zur Erzeugung von Rippenschalen verwendet werden.

– Holzarten

In Europa werden vorwiegend die Nadelholzarten Fichte, Tanne, Kiefer, Lärche und Douglasie verwendet. Zunehmend werden auch Hartholzarten wie Eiche, Buche, Esche und Robinie verwendet.

4.3 Bauholz mit speziellen Eigenschaften

4.3.1 KVH[®] (Konstruktionsvollholz mit / und ohne Keilzinkenverbindung)

– Allgemeines

In zunehmendem Maße wird heute (gesägtes) Kantholz mit besonderen Eigenschaften, auch als KVH bezeichnet, verwendet. Infolge mangelnder Qualität, speziell was den Holzfeuchtegehalt betrifft und dem Aufkommen der industriellen Produktion von gesägtem Kantholz, trafen der Bund Deutscher Sägewerker und Zimmerer gegen Ende des letzten Jahrhunderts, eine Vereinbarung zur Qualitätssicherung, um das Kantholz nach standardisierten Abmessungen (als „Vorzugsabmessungen“ bezeichnet), mit einem definierten Holzfeuchtegehalt von $u = 15 \pm 3 \%$, mit definierter sichtbarer Qualität (sichtbare und nicht sichtbare Qualität) und mit strenger Vorschriften, zu produzieren. KVH[®] ist standardmäßig gehobelt erhältlich.

Zusätzlich zu den erwähnten Eigenschaften werden die gesägten Kanthölzer mit Keilzinkenverbindungen (gemäß EN 386) gestoßen. Um die weitere Entwicklung und die Zuverlässigkeit der tragenden Bauteile zu verbessern, wurde ein weiteres Produkt (GLT[™]) entwickelt, bei dem jeder Bauteil einer Zugbelastung („proof-load“) ausgesetzt wird bevor es auf den Markt kommt.

– Mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften sind vergleichbar mit jenen des Vollholzes. Üblicherweise ist KVH[®] in der Deutschen Sortierklasse S10 gemäß DIN 4074 (bzw. C24 gemäß EN 338) erhältlich. Seltener wird es in der Sortierungsklasse S13 (C30) angeboten.

– Dimensionen

Entsprechende standardisierte Abmessungen für KVH[®] und GLT[™] sind in Tab. 3.3 gegeben („Vorzugsabmessungen“).

KVH und GLT	Breite [mm]					
	120	140	160	180	200	240
Dicke [mm]						
60	✓	✓	✓	✓	✓	✓
80	✓	✓	✓	✗	✓	✓
100	✓	✗	✗	✗	✓	✗
120	✓	✗	✗	✗	✓	✓
✓ erhältlich als Standardquerschnitt ✗ nicht als Standardquerschnitt erhältlich						

Tab. 3.3 „Vorzugsabmessungen“ für KVH[®] und GLT[™]



Die Querschnitte sind in unterschiedlichen Längen erhältlich. Für nicht keilgezinktes Holz, ist eine Länge von 5 m und mit Keilzinkenverbindungen eine Bauteillänge von 14 m als Standard erhältlich. Für Spezialbestellungen ist eine Länge von bis zu 18 m möglich.

– Anwendung

Bauholz mit speziellen Eigenschaften wird ähnlich wie Vollholz für Säulen, Balken, Pfetten und andere tragende Elemente verwendet. Im Speziellen wird es für sichtbare Teile im Innenraum und für sichtbare Dachkonstruktionen eingesetzt.

– Holzarten

Normalerweise werden die tragenden Bauteile aus Fichte hergestellt. Ebenso können die Holzarten Kiefer, Tanne und Lärche zur Produktion von KVH[®] und GLT[™] herangezogen werden.

4.3.2 DUO-/TRIO Balken

– Allgemein

DUO- und TRIO- Balken werden aus zwei bzw. drei gesägten Kanthölzern bzw. Pfosten – im besonderen mit KVH[®] – aufgebaut, die an ihrer Breitseite, so verklebt werden, dass die Kernseiten außen liegen (ähnlich der Brettschichtholzproduktion). Dies hat den Vorteil, dass die Holzrocknung an relativ kleinen Querschnitten durchgeführt werden kann, wobei KVH[®] für größere Querschnitte verwendet wird.

Aufgrund der relativ großen geklebten Flächen, die zu beträchtlichen inneren Spannungen und zu Feuchtigkeitsunterschieden führen können, dürfen DUO- und TRIO- Balken nur in Nutzungsklasse 1 und 2 verwendet werden.

– Mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften entsprechen jenen für KVH[®] und Vollholz. Aufgrund der Tatsache, dass bei DUO- und TRIO- Balken zwei bzw. drei Bauteile gleichzeitig belastet werden, kann u.U. ein Systemeffekt (der relevanten Seite) in der Bemessung berücksichtigt werden.

– Dimensionen

Die zulässigen Dimensionen sind durch die Einzelquerschnitte gegeben. Tab. 3.4 und 3.5 geben einen Überblick über die Standardquerschnitte. Es sind Bauteile mit Längen bis zu 18 m im Handel erhältlich.

DUO-Balken		Höhe h [mm] (lotrechte Verklebung)							
		100	120	140	160	180	200	220	240
Dicke b [mm] (lotrechte Verklebung)	80	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓
	100	✓	x	x	✓	✓	✓	✓	✓
	120	x	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	140	x	x	✓	x	x	✓	x	x
	160	✓	✓	✓	✓	x	x	x	x

✓ als Standardquerschnitt erhältlich
 x nicht als Standardquerschnitt erhältlich

Tab. 3.4 „Vorzugsabmessungen“ der Querschnitte von DUO- Balken

TRIO-Balken		Höhe h [mm] (lotrechte Verklebung)							
		100	120	140	160	180	200	220	240
Dicke b [mm] (lotrechte Verklebung)	180	x	x	x	x	✓	✓	✓	x
	200	x	x	x	✓	x	✓	x	x
	240	x	✓	✓	✓	✓	x	x	x

✓ als Standardquerschnitt erhältlich
 x nicht als Standardquerschnitt erhältlich

Tab. 3.5 „Vorzugsabmessungen“ der Querschnitte von TRIO- Balken

– Anwendung

DUO- und TRIO- Balken erweitern die Anwendungsmöglichkeiten von KVH[®] und Vollholz (wegen der größeren Querschnittsabmessungen). Im Allgemeinen können sie für dieselben Anwendungsbereiche wie KVH[®] und Vollholz verwendet werden.

– Holzarten

DUO- und TRIO- Balken werden üblicherweise aus Fichte hergestellt.



5 Literatur

- [1] Madsen, B.;
"Structural behaviour of timber",
Amer. Society of Civil Engineers, 1995

- [2] Glos, P.;
"Strength grading",
Kapitel A6 aus „STEP 1 – Holzbau“; Erste Ausgabe, Centrum Hout,
Niederlande, 1995

- [3] Schickhofer, G.; et.al.
„Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz, Teil A“,
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz,
Graz / Österreich, 2004

- [4] Augustin, M.;
„Eine zusammenfassende Darstellung der Festigkeitssortierung von Schnittholz“,
Diplomarbeit, Institut für Stahl-, Holzbau und Flächentragwerke, Technische
Universität Graz, Graz/Österreich, 2004

Kapitel 3 wurde von Manfred AUGUSTIN, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz / Österreich bearbeitet.



Kapitel 4

KLEBSTOFFE

1 Einleitung

Die Verwendung von Holz und Bauholz ohne zusätzliche Maßnahmen ist, infolge seiner natürlich gegebenen Abmessungen, auf relativ kurze Längen und kleine Querschnitte beschränkt. Eine der Möglichkeiten um diese Beschränkungen aufzuheben besteht darin zwei oder mehrere Holzteile mittels eines Klebstoffes zu verbinden.

Ein Klebstoff ist ein nichtmetallisches – in den meisten Fällen organisches – Material, welches Feststoffe mittels Oberflächenhaftung und Kohäsion verbindet, ohne die Struktur der Bauteile (Montageteile) zu beeinträchtigen. Diese Verbindung wird ohne mechanische Verbindungsmittel hergestellt und die Teile werden kraftschlüssig miteinander verklebt. Wird eine Belastung aufgebracht, wirken die verklebten Teile als ein lastabtragender Bauteil.

In Klebeverbindungen hat der Klebstoff die Aufgabe die Fugen zwischen den zu verbindenden Holzbauteilen auszufüllen und eine Verbindung für jeden Bauteil herzustellen, der gleich stark und beständig ist wie jener der Teile selbst. Zusätzlich muss die Klebstoffschicht eine ausreichende Lebensdauer aufweisen, um die Qualität der Verbindungen für die zugeordnete Nutzungsklasse, über die gesamte zu erwartende Lebensdauer der Tragstruktur zu gewährleisten.

Zu Beginn des Klebeprozesses, muss der Kleber in flüssiger Form vorliegen. Wenn dieser auf die Oberfläche der Bauteile aufgebracht wird, ist es wichtig, dass diese so beschaffen ist, dass die Kohäsionskräfte zwischen dem Klebstoff und den Holzteilen gelöst sind und der Kleber in die Oberfläche eindringen kann. Um dies zu erreichen und um die Fugen zwischen den montierten Komponenten zu füllen, muss eine entsprechende Druckkraft auf die Holzteile aufgebracht werden. Nach einer bestimmten Zeit verändert sich der flüssige Klebstoff in eine feste Klebefuge – notwendigerweise mit genügender Festigkeit und Beständigkeit – um die Teile ohne Druck zu verbinden. Dieser Prozess – auch Aushärtung genannt – kann durch physikalische und chemische Vorgänge oder einer Kombination aus beiden, erreicht werden. Für Klebstoffe die zur Produktion lastabtragender Klebeverbindungen verwendet wurden, sind meistens die chemische Aushärtungsprozesse wichtiger, da physikalisch aushärtende Klebeverbindungen zu hohen Kriechdehnungen tendieren, welche für lastabtragende Elemente nicht erwünscht sind.

Wegen des Eindringens des flüssigen Klebstoffes in die Holzzellen der Oberfläche und des folgenden Aushärtungsprozesses tritt eine mechanische „Verzahnung“ zwischen den klebenden Ebenen und den verklebten Komponenten auf (siehe Abb. 4.1). Die Tragfähigkeit der Klebeverbindungen ist durch die Adhäsion und die Kohäsion der Klebefuge und der Holzteile definiert und von vielen Faktoren abhängig. Die wichtigsten sind: das Material der zu verklebenden Teile (Qualität und Eindringfähigkeit der (gehobelten) Oberfläche,

Faserorientierung), der Typ und die Eigenschaften des Klebstoffes, die Umgebungsbedingungen des Arbeitsplatzes (Temperatur, Luftfeuchtigkeit), die Mischung und Anwendung des Klebstoffes, offene/geschlossene Verarbeitungszeit, der verwendete Pressdruck und die -temperatur, die Presszeit, die Bauteilform und -abmessungen (gerade, gekrümmt).

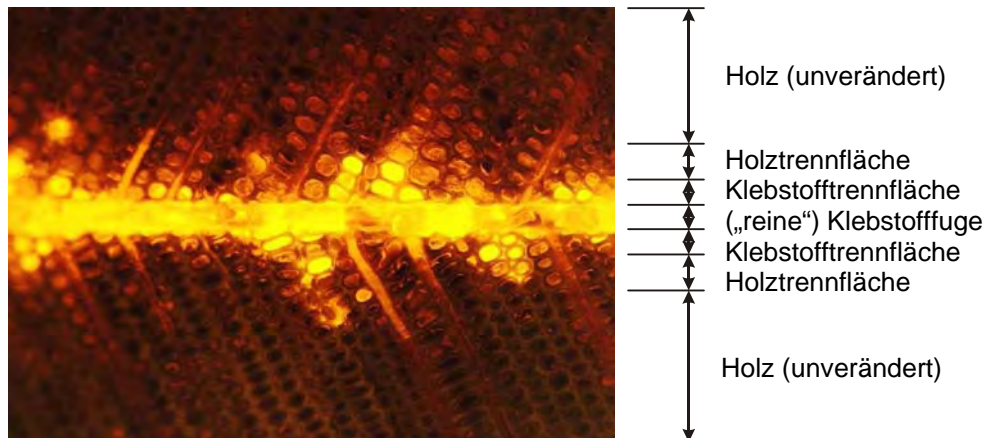


Abb. 4.1 Detail einer PUR-verklebten Klebstoffuge aus einer Fluoreszenzmikroskopie (Photo: Dr. K. Richter, EMPA Dübendorf / CH, [5])

Eine weitere Anforderung betrifft die Beständigkeit und die Unsicherheiten des Produktionsprozesses, und fordert, dass die Klebefuge eine höhere Festigkeit aufweist, als jene des umgebenden Holzes.

Infolge der großen Bandbreite von Anforderungen für die unterschiedlichen Verwendungszwecke im Holzbau müssen Klebstoffe im Allgemeinen, in Typen für tragende Zwecke und für die nichttragenden Zwecke (z.B. für das Verkleben von Fenstern, Möbelproduktion, Holzfußböden, etc. ...) klassifiziert werden.

Weiters ist zu berücksichtigen, dass neben den bereits diskutierten Parametern, die Wahl des geeigneten Klebstoffes auf die beabsichtigte Verwendung des Produktes abgestimmt werden muss. Das heißt, dass Einflüsse wie die Temperatur, die Belastungsdauer, die Luftfeuchtigkeit, usw. berücksichtigt werden müssen. Im Eurocode 5 ist dieser Umstand in Form der Angabe einer Nutzungsklasse umgesetzt.

2 Klassifizierung der Klebstoffe gemäß dem Eurocode 5

Die normativen Vorschriften für die zu verwendenden Klebstoffe für bauliche Zwecke im Rahmen des Eurocode 5 sind in EN 301 „Klebstoffe für tragende Holzbauteile - Phenoplaste und Aminoplaste: Klassifizierung und Leistungsanforderungen“ angeführt. Die einschlägigen Prüfnormen sind in der EN 302 Normenserie „Klebstoffe für tragende Holzbauteile - Prüfverfahren“ (Teile 1-7) angegeben. Diese Anforderungen behandeln lediglich Klebstoffe auf Pheno- und Aminoplastischer Basis.



In den angeführten Normen sind die Klebstoffe wie folgt eingeteilt in:

- Typ I – Klebstoffe
(können für uneingeschränkte Bewitterungsverhältnisse und für Temperaturen über 50° C verwendet werden)
- Typ II – Klebstoffe
(können in beheizten und durchlüfteten Gebäuden und bei Schutz gegen Außenbewitterung, sowie bei kurzzeitiger Bewitterung und bei Temperaturen von höchstens 50° C verwendet werden.)

Gemäß EN 1995-1-1 (EC 5) sind derzeit nur Klebstoffe welche die Anforderungen nach EN 301 erfüllen für die Verklebung von Bauteilen für lastabtragende Zwecke zugelassen.

Klebstoffe für das Verkleben von Holzwerkstoffprodukten die für lastabtragende Zwecke verwendet werden (z.B. Furnierholz, OSB, Faserplatten, etc.) unterliegen speziellen Regeln, welche für die jeweiligen Produkte und Anwendungsfälle zu beachten sind.

3 Im Ingenieurholzbau verwendete Klebstoffarten

3.1 Allgemeine Aspekte

Für die Montage von Klebeverbindungen ist am Markt ein großes Angebot unterschiedlicher Klebstoffarten erhältlich. Klebstoffe können – zum Beispiel – aufgrund ihrer Aushärtungsmechanismen in physikalisch, chemisch und kombiniert aushärtende Arten eingeteilt werden. Für lastabtragende Zwecke werden im Allgemeinen physikalisch aushärtende Klebstoffarten verwendet. Charakteristisch für diese Gruppe ist, dass bestimmte chemische Bestandteile in einem definierten Verhältnis gemischt sind. Der Aushärtungsprozess wird in der Folge durch die chemische Reaktion der Elemente aktiviert. Abhängig von der Art der chemischen Reaktion (Polykondensation, Polyaddition oder Polymerisation) kann der Typ des Klebstoffes, der in der Holzindustrie verwendet wird, in Untergruppen unterteilt werden. Weiter kann unterschieden werden, ob, abhängig von der Anzahl der beteiligten Komponenten, Ein- oder Zwei- Komponenten-Klebstoffe verwendet werden.

Im Folgenden sind die wichtigsten Untergruppen der Klebstoffe, mit ihren jeweils charakterisierenden Eigenschaften und Vertretern in Schlagworten beschrieben.

3.2 Klebstoffe auf Polykondensationsbasis

Allgemeine Eigenschaften für diese Klebstofftypen:

- relativ lange Press- und Aushärtezeit
- sprödes Verhalten
- entwickelt Schwindspannungen
- ausreichende Fugenfüllungseigenschaften
- Faserschädigung möglich (infolge Säurehärtern)



- wirtschaftlich (UF)
- lange, weitreichende Erfahrung in der Verwendung
- emittieren Formaldehyd

Repräsentanten der Untergruppen:

- Resorcinformaldehyd-Klebstoffe (RF): Typ I
- Phenolresorcinformaldehyd-Klebstoffe (PRF): Typ I
- Melaminharnstoffformaldehyd-Klebstoffe (MF): Typ I
- Melaminharnstoffformaldehyd-Klebstoffe (MUF): Typ I
- Harnstoffformaldehyd-Klebstoffe (UF): Typ II

3.3 Klebstoffe auf Polyadditionsbasis

Repräsentanten der Untergruppen:

- Emulsion-Polymer-Isocyanate-Klebstoffe (EPI): Typ I
- Einkomponenten-Polyurethan-Klebstoffe (1C-PUR): Typ I

Eigenschaften:

- kurze Aushärtungszeit
- weniger Pressdruck
- höherer Elastizität der Klebefuge
- keine Faserschädigung
- geringe Fugenfüllkapazität
- teuer, aber effizienter (weniger Auftragsmenge)
- kann auch bei höherem Holzfeuchtegehalt verwendet werden
- keine Formaldehydemission
- geringe GT: Kriechtendenz bei höhere Temperatur

- Epoxid Klebstoff

Eigenschaften:

- 2 – Komponentensystem
- chemisch höchst reaktionsfähig
- geringerer Pressdruck
- spröde Klebefuge
- keine Faserschädigung
- gute Fugenfüllkapazität
- Verklebung der meisten Materialien möglich
- teuer: meistens für Reparaturen und Verstärkungsmaßnahmen
- geringer TG: Kriechtendenz bei höhere Temperatur

4 Für tragende Zwecke verwendete Klebeverbindungen

Abhängig von der geometrischen Situation der Klebeverbindungen und deren Zweck, können die folgenden Klebeverbindungen für bauliche Zwecke unterschieden werden.

4.1 Faserparallele (seitliche) Klebeverbindungen

Für diesen Verbindungstyp müssen Schubspannungen parallel und Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung beider beteiligter Holzteile, abgeleitet werden. Klebstoffe die für lastabtragende Zwecke zugelassen sind, erreichen diese Anforderungen normalerweise problemlos. Weil die Faserrichtung der verbundenen Teile in dieselbe Richtung orientiert ist, sind Spannungen infolge der Veränderung der Holzfeuchte (Quellen und Schwinden) klein.

Praktische Beispiele für diesen Verbindungstyp sind Verklebung der Breitseiten in der Produktion von Brettschichtholz (siehe Kapitel 5) und das Verkleben der Schmalseite in den einzelnen Lagen bei der Produktion von Brettsperrholz (siehe Kapitel 6). Weiters tritt dieser Verbindungstyp auch bei eingeklebten Gewindestangen und Klebefugen von Rippenplatten auf.

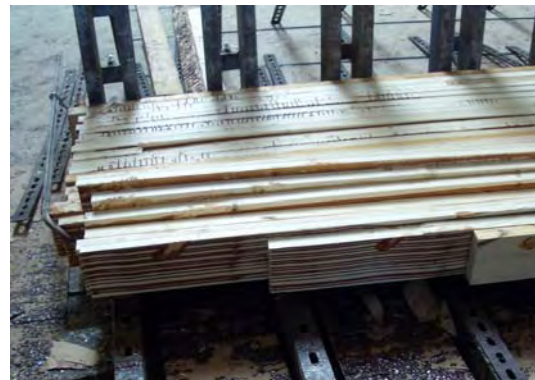
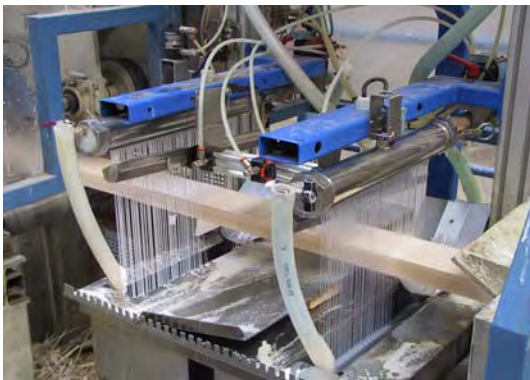


Abb. 4.2 Aufbringen von Klebstoff und Pressen von Brettschichtholz

4.2 Längsstoß

Die Festigkeit dieser Klebstoffverbindungstypen muss höher als die Bruchfestigkeit des umgebenden Holzes sein. Die geringe Beanspruchbarkeit der Klebstoffe erlaubt die Produktion von Stumpfverbindungen nicht – zumindest nicht für die äußersten Lamellen geschichteter Holzprodukte – für bauliche Zwecke. Das angesprochene Problem wird üblicherweise durch Verbinden der Teile mit schrägen Kontaktflächen gelöst, wodurch die Übertragung bzw. Umwandlung von Zugspannungen in eine Schubbeanspruchung erfolgt. Dazu wird in der Holzindustrie üblicherweise von Schäftungen und Keilzinkenverbindungen Gebrauch gemacht. Idealerweise sollte die Schubfestigkeit in der Verbindung der Zugfestigkeit der verbundenen Teile entsprechen. Weil das Verhältnis zwischen diesen Spannungen ungefähr 1:10 ist, sollte die Fläche der Klebefuge in den Verbindungen 10 Mal höher sein als jene des Querschnittes des Holzteils.

Weil die Ausrichtung der beiden Bauteile in der gleichen Richtung erfolgt, treten keine Probleme infolge von Quell- und Schwindverformungen auf.

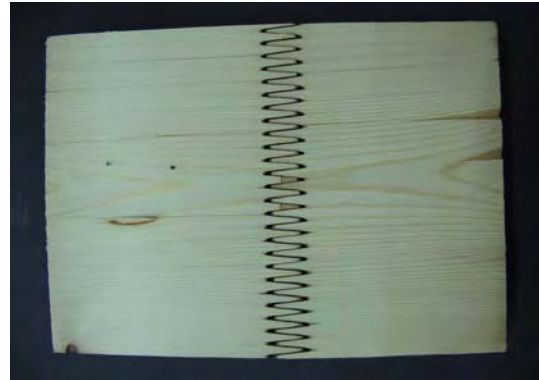


Abb. 4.3 Schäftung in der äußersten Lage eines Furnierschichtholzes (LVL) und Keilzinkenverbindung einer Brettschichtholzlamelle

4.3 Kreuzweise Verbindungen

Bei kreuzweisen Verklebungen ist der Klebstoff durch Schubspannungen parallel und Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung beansprucht. Die erforderlichen Festigkeitseigenschaften des Klebstoffes für diese Spannungen sind üblicherweise gegeben, aber im Fall von veränderlichen Holzfeuchten tritt durch Schwinden und Quellen der Teile unter mehr oder weniger orthogonalem Winkel, eine Beanspruchung der Klebefuge auf, welche hohe Spannungen in die geklebten Bereichen verursacht. Dieser Umstand muss berücksichtigt werden, wenn kreuzweise Verklebungen, z.B. in der Produktion von Brettsperrholz-Elementen oder Mehrschichtplatten, angewandt werden.



Abb. 4.4 kreuzweise Verklebung von Brettsperrholz und Mehrschichtplatten



5 Herstellung von Klebeverbindungen

Die Herstellung von Klebeverbindungen kann in folgende Schritte unterteilt werden:

- Trocknen der Holzbauteile bis zum Erreichen der (Holz-) Gleichgewichtsfeuchte wie es in der späteren Verwendung zu erwarten ist. Dieser Holzfeuchtegehalt muss im Rahmen der Richtlinie zur Verwendung des jeweiligen Klebstoffes liegen.
- Visuelle oder maschinelle Sortierung des Schnittholzes Bau
- Die Oberflächen, auf die die Klebstoffe aufgetragen werden, müssen mit entsprechenden Werkzeugen gehobelt werden. Dies ist bevorzugt unmittelbar vor der Verklebung durchzuführen, wodurch das Auftreten von unerwünschtem Staub auf der Oberfläche vermieden wird. Es ist wichtig einen gut definierten Schnitt mit Hilfe scharfer Hobelwerkzeuge zu produzieren, sodass der Klebstoff ausreichend in die Holzoberfläche eindringen kann (keine Beschädigung der gehobelten Oberfläche).
- Mischen und Aufbringen des Klebstoffes mittels geeigneter Ausstattung. In Abhängigkeit vom verwendeten Klebstoff müssen bestimmte Anforderungen, betreffend das Klima im Produktionsraum erfüllt werden (Temperatur, Luftfeuchte).
- Das Aufbringen eines ausreichenden Pressdruckes (abhängig vom Zweck und der Produktion, z.B. für Brettschichtholz: 3 – 5 N/mm²) auf das Schnittholz, damit die Oberflächen in Kontakt kommen können und halten des Druckes bis der Kleber über eine ausreichende Festigkeit verfügt. Es ist zu berücksichtigen, dass in Abhängigkeit der Richtlinien des verwendeten Klebstoffes eine, von der Aufbringung des Klebstoffes und dem Beginn des Pressvorgangs abhängige, definierte Presszeit einzuhalten ist.
- Transport der Bauteile in einen Zwischenspeicher zum Zweck der Aushärtung. In manchen Fällen: Anwendung von Hitze oder anderer Techniken (z.B. Ultrahochfrequenz Verklebung) um den Aushärtungsprozess zu beschleunigen.
- Zum Zweck der Nachhärtung Klimatisierung der verklebten Bauteile, sowie um einen Temperatur- Feuchtigkeitsausgleich herzustellen. Für einige Produkte (z.B. Brettschichtholz: Reparaturarbeiten um eine angemessene Oberflächenqualität zu erreichen) und Abbund der Bauteile in ihre geplanten geometrischen Abmessungen.
- Verpackung und logistische Manipulation der Bauteile

6 Entwurf und Mechanik der Klebeverbindungen

Für den Entwurf von Klebeverbindungen muss eine Anzahl von Faktoren und Parametern berücksichtigt werden, welche die Festigkeit der produzierten Verbindung beeinflussen können. Die Parameter sind z.B.: der Feuchtegehalt des Holzes, die Größe und Richtung der Kräfteinwirkungen, das betriebliches Umfeld und die Nutzungsdauer des Gebäudes.

Betreffend das mechanische Verhalten der Klebeverbindungen lassen sich solche mit steife und elastische Eigenschaften unterscheiden.

Spröde (dünne) Klebestofffugen, die vorwiegend durch Schubspannungen beansprucht werden, erzeugen Spannungsspitzen am Ende der Verbindungen, wo eventuell auftretende Risse als erstes entstehen. Bereiche innerhalb der Klebelinien tragen nur in geringem Ausmaß zur Kraftübertragung bei. Eine Konsequenz dieser Spannungsverteilung ist, dass größere Klebefugenbereiche nur zu einem unwesentlichen Anstieg der Tragfähigkeit führen.

Im Gegensatz zu den Spannungsspitzen bei dünnwandigen Klebefugen, können durch Klebstoffe mit duktilem Verhalten mehr oder weniger gleichmäßige Spannungsverteilungen erreicht werden. Als Folge sind die verklebten Bereiche effizienter ausgenutzt, was eine höhere Lastabtragungskapazität bei einer Zunahme der Klebeflächen ermöglicht.

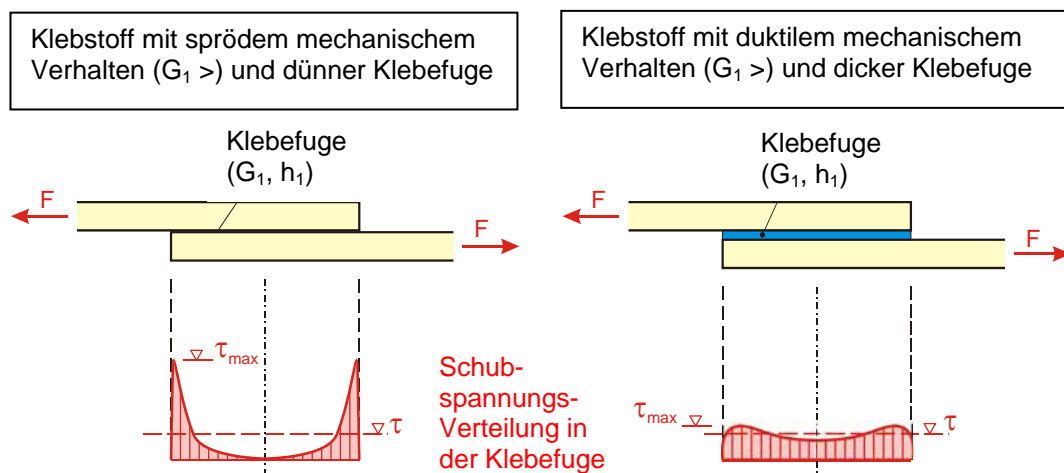


Abb. 4.5 Schubspannungsverteilung in der Klebefuge einer Überlappung mit spröder / dünner und duktiler / dicker Klebstofffuge

Klebstoffdicken werden im Ingenieurholzbau meistens dünn ausgeführt (dünn $< 0,1 \text{ mm} <$ dick). Somit kann im Allgemeinen das Vorliegen einer quasi-spröden Verbindung angenommen werden.



7 Literatur

- [1] Raknes, E.;
„Adhesives“,
Kapitel A12 aus „STEP 1 – Timber Engineering“; Erste Ausgabe, Centrum Hout,
Niederlande, 1995
- [2] Schickhofer, G.; et.al.
„Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz, Teil A“,
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz,
Graz / Österreich, 2004
- [3] Dunky, M.; Niemz, P.;
„Holzwerkstoffe und Leime – Technologie und Einflussfaktoren“,
Springer, Berlin-Heidelberg, Deutschland, 2002
- [4] Chaudhary, M.; Pocius, A.V.; (Ed.)
„Adhesion Science and Engineering, Volume 1: The Mechanics of Adhesion“,
Elsevier Science B.V., Amsterdam, Niederlande, 2002
- [5] Chaudhary, M.; Pocius, A.V.; (Ed.)
„Adhesion Science and Engineering, Volume 2: Surfaces, Chemistry and
Applications“,
Elsevier Science B.V., Amsterdam, Niederlande, 2002
- [7] Packham, D.E.; (Ed.)
„Handbook Adhesion“,
Zweite Ausgabe, John Wiley & Sons, West Sussex, UK, 2005
- [8] Davis, G.;
„The performance of adhesives systems for structural timbers“,
Paper, International Journal for Adhesion and Adhesives,
Vol. 17 (1997), Nr. 3, p. 247 – 255
- [9] Richter, K.;
„Gluing technologies and properties of GLT“,
Präsentation, 1. GraHSE 2007, Institut für Holzbau und Holztechnologie,
Technische Universität Graz, Graz/Österreich, 2007

Kapitel 4 wurde von Manfred AUGUSTIN, Institut für Holzbau und Holztechnologie,
Technische Universität Graz / Österreich bearbeitet.



Kapitel 5

BRETTSCHICHTHOLZ

1 Einleitung

1.1 Hintergrund

Lastabtragendes schichtweise verklebtes Holz bzw. Brettschichtholz, ist eines der ältesten ingenieurmäßig genutzten Holzprodukte und nach wie vor sehr wettbewerbsfähig für die Herstellung moderner Holzkonstruktionen. Brettschichtholz wird aus Holzbrettern hergestellt, die so miteinander verklebt sind, dass sie einen Balkenquerschnitt in der jeweils gewünschten Form bilden.

Geklebte Tragkonstruktionen wurden bereits seit Jahrhunderten hergestellt, aber der Durchbruch des Brettschichtholzes trat erst zu Beginn des 20. Jahrhunderts durch den Deutschen Otto Hetzer ein. Im Jahre 1906 erhielt er das Patent auf seine Erfindung von gekrümmten, aus einigen Holzlagen bestehenden verklebten Holzteilen, welche unter Druck zusammengefügt und unlösbar miteinander verbunden sind. Damit hatte Hetzer eine einzigartige Technik erfunden, mit der die natürlichen Dimensionen von Holz überschritten und langfristig beständige Konstruktionen errichtet werden konnten.

Bis zu Beginn der 1960er Jahre war die Produktion eher klein, aber seit damals nimmt sie, vorwiegend infolge der Entwicklungen der Fertigungstechnik und der Klebstoffe, stetig zu, was zu einer besseren Ausnutzung des natürlichen Baustoffes Holz geführt hat bzw. dies auch weiterhin tut.

1.2 Überblick

Brettschichtholz wird hergestellt, indem einzelne Bretter unter kontrollierten Bedingungen und in Längsrichtung miteinander verbunden werden (i.Allg. keilgezinkte Lamellen). Diese Lamellen werden in, im Allgemeinen horizontalen Lagern, mit der Faserrichtung in Längsrichtung orientiert angeordnet und an den Breitseiten miteinander verklebt. Dies erfolgt somit im Gegensatz zu kreuzweisen Vollholzprodukten, bei denen die Faserrichtung alternierend parallel und rechtwinklig verläuft. Kreuzweise Vollholzprodukte werden im nächsten Kapitel (Kapitel 6) erläutert.

Der Produktionsprozess von Brettschichtholz in Kombination mit modernen Verklebetechniken macht aus Brettschichtholz ein Baumaterial von hoher Qualität mit einzigartigen Eigenschaften. Verglichen mit Vollholz erreichen Brettschichtholzbauteile höhere Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften und können in fast allen gewünschten Formen und Größen hergestellt werden.

Infolge seiner Flexibilität und Anpassungsfähigkeit ist Brettschichtholz in einer breiten Auswahl in Verwendung. Im speziellen für Konstruktionen von Hallen mit großen Spannweiten.

2 Brettschichtholzproduktion

2.1 Produktionsvorgang

Der Produktionsvorgang von Brettschichtholz wird ungeachtet der Erzeugung in den jeweiligen Ländern ähnlich durchgeführt. Abb. 5.1 zeigt schematisch eine Skizze der Vorgänge im Zuge der Produktion.

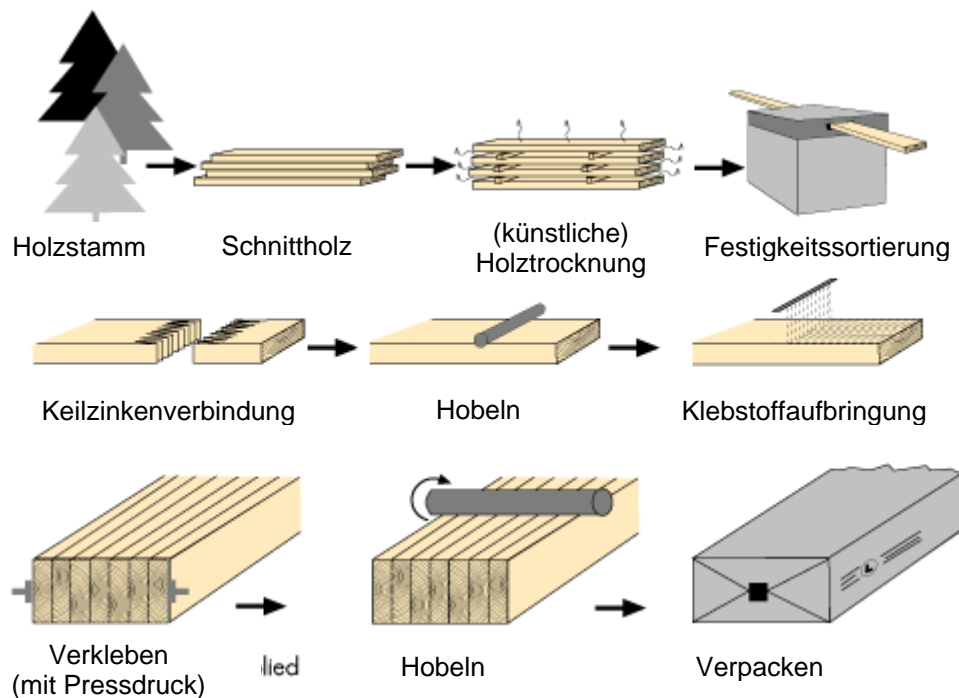


Abb. 5.1 Skizze des Fertigungsprozesses von Brettschichtholz
(Abbildung: Svenskt Limträ AB)

Prinzipiell kann jede Baumart zur Brettschichtholzproduktion herangezogen werden, solange passende, abgestimmte Klebstoffe verwendet werden. In der Praxis wird üblicherweise Nadelholz verwendet, weil die Verwendung von Laubbölkern oft mit Problemen beim Verkleben verbunden ist. Üblicherweise wird die Holzart Fichte eingesetzt.

- Bretter oder bereits keilgezinkte Lamellen mit einer mittleren Dicke von 40-50 mm und einer Länge von 1,5-5,0 m werden von einem, zumeist außen liegenden Lagerplatz zur Fertigungshalle transportiert. Für gekrümmte Balken werden je nach Krümmungsradius dünnere Bretter (20-30 mm) benötigt.
- Die Bretter werden auf einen einheitlichen Holzfeuchtegehalt getrocknet, welcher bei 8-15 % liegen soll. Die Differenz des Holzfeuchtegehalts zwischen benachbarten Brettern soll nicht größer als 5 % sein. Der verwendete Klebstoff erlaubt üblicherweise einen Feuchtigkeitsgehalt von maximal 15 %. Die Festigkeit der Klebefugen ist für den Fall optimal, wenn die Holzfeuchte der fertigen Konstruktion jener der Gleichgewichtsfeuchte auf der Baustelle entspricht, wodurch eine störende Rissbildung weitestgehend vermieden werden kann.



- Die getrockneten Bretter werden visuell oder in zunehmendem Maße maschinelle festigkeitssortiert. Die Verwendung von Maschinen erlaubt eine präzisere Sortierung, worin eine Zunahme der Brettschichtholzfestigkeit resultiert. Die Festigkeitsklassen erlaubt eine Ausbildung für den Querschnitt aus Lamellen mit ungefähr derselben Festigkeiten, d.h. den Aufbau von „homogenen Brettschichtholz“. Um den größten Vorteil der Festigkeitssortierung zu erreichen, ist es möglich für sogenanntes „kombiniertes Brettschichtholz“ qualitativ hochwertigere Bretter in den äußeren Teilen des Querschnitts vorzusehen, wo die Spannungen üblicherweise höher sind und Lamellen geringere Qualität in die Innenzonen. In der Produktionshalle ist es daher wichtig Platz zur Lagerung von zumindest zwei Festigkeitsklassen von Brettern zur Verfügung zu haben.
- Die Bretter werden in der Folge in Längsrichtung mit Hilfe von Keilzinken zu Brettlamellen verbunden. Das Keilzinkenprofil wird dabei gefräst und die Klebstoffe werden aufgebracht. Dann wird die Keilzinke für mindestens zwei Sekunden zusammengepresst. Die kontinuierlich produzierte Lamelle wird danach in Längsrichtung auseinandergeschnitten und für mindestens 8 Stunden gelagert, um den Kleber auszuhärten.
- Nachdem die Keilzinke ausgehärtet ist, werden die Lamellen gehobelt, um die übrigen rauhen Flächen und die Unebenheiten der Keilzinken auszugleichen.
- Die Lamellen werden dann unverzüglich mit längsorientierter Faserrichtung in aufeinandergelegt, und an den Breitseiten miteinander verklebt um den gewünschten Querschnitt zu erzielen. Für kombiniertes Brettschichtholz ist die Aufmerksamkeit auf die richtige Anordnung der inneren und äußeren Lamellen zu richten. Um die inneren Spannungen zu reduzieren, werden die Lamellen so gedreht, sodass die Kernseiten über den gesamten Querschnitt in die gleiche Richtung zeigen. Die äußersten Lamellen werden immer mit der Kernseite nach außen verklebt.
- Die verklebten Lamellen werden dann in die Pressen transportiert und der notwendige Pressdruck aufgebracht. Dieser Vorgang muss ausgeführt werden bevor der Kleber ausgehärtet ist (nach ca. einer Stunde). Die exakte Zeit ist vom Klebertyp und der Raumtemperatur abhängig. Die Lamellen werden bei der Erzeugung gewölbter oder gebogener Bauteile durch eine entsprechende geometrische Konfiguration der Pressen so geformt, dass deren Form erreicht werden kann. Danach härtet der Kleber bei kontrollierten Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen (typischerweise bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 % und einer Temperatur von 20 °C), manchmal auch unter Anwendung von Hitze, aus. Gerade Balken können alternativ in einer kontinuierlich betriebenen Hochfrequenzpresse produziert werden
- Wenn die Klebeverbindungen ausgehärtet sind, wird der Pressdruck entfernt und die Brettschichtholzkomponenten auf ihren Seiten gehobelt, um den restlichen aus den Fugen ausgetretenen Klebstoff zu entfernen und eine entsprechende Oberflächenqualität zu erreichen. Dann folgt die Endfertigung der BSH-Bauteile, welches verschiedene Behandlungen und Arbeitsvorgänge beinhaltet, die davon profitieren unter kontrollierten Gegebenheiten ausgeführt zu werden (z.B. Vorbohren für Verbindungen, Beschichtungen aufbringen). Letztendlich werden die Bauteile optisch kontrolliert und markiert bevor sie verpackt und für den Transport zur Baustelle oder zur Lagerstelle für fertige Güter verladen werden.



Theoretisch kann Brettschichtholz in fast allen Größen produziert werden. In der Praxis sind die Größen aus Gründen des Transports und des Werksverkaufes beschränkt. Eine weitere Beschränkung ist die offene Zeit der Klebstoffe.

2.2 Qualitätskontrolle der Produktion

Die Qualitätskontrolle ist ein wichtiger Teil jeder Brettschichtholzproduktion. Diese besteht aus einem werkseigenen Teil, ausgeführt durch den Hersteller, und einem externen Teil, der durch unabhängige dritte Personen durchgeführt wird. Die Qualitätskontrolle beinhaltet Biege- oder Zugversuche der Keilzinkenverbindungen und Delaminierungs- oder Scherversuche, um die Zuverlässigkeit der Klebefugen zu kontrollieren.

Der Hersteller muss eine Überwachung der werkseigenen Produktionskontrolle und ein Konzept für Versuche an den Produkten erstellen und diese durchführen. Dies wird durch einen unabhängigen Dritten überprüft, der zusätzlich Inspektionsvisiten der Produktionsstätte und (Erst-) Versuche an den Bauteilen ausführt. Die Ausführung der Qualitätskontrolle gemäß den nachfolgend genannten europäischen Normen erlaubt die Anbringung der CE-Markierungen für Produkte aus Brettschichtholz:

- EN 301: Klebstoffe für tragende Holzbauteile – Phenoplaste- und Aminoplaste – Klassifizierung und Leistungsanforderungen
- EN 385: Keilzinkenverbindungen im Bauholz – Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung
- EN 386: Brettschichtholz – Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung

3 Eigenschaften

3.1 Materialeigenschaften

3.1.1 Festigkeit und Steifigkeit

Brettschichtholz hat im Allgemeinen dieselben Festigkeitseigenschaften wie gewöhnliches Bauholz. Die Festigkeit verändert sich mit dem Winkel zwischen der Belastungs- und der Faserrichtung, mit dem Feuchtigkeitsgehalt und mit der Belastungsdauer. Weiters besteht eine große Variationsbreite in den Materialeigenschaften. Das Brettschichtholz besitzt größere Festigkeiten und Steifigkeiten als vergleichbares Bauholz mit denselben Abmessungen, weil die Variation der Festigkeit geringer ist. Festigkeitsreduzierende Merkmale von Vollholz, wie etwa „Wachstumsfehler“ werden entweder während des Produktionsprozesses entfernt bzw. ausgekappt oder sind im fertigen Produkt gleichmäßig verteilt, sodass die „Holzfehler“ einen geringeren Einfluss haben als in vergleichbarem Vollholz.

Am Beispiel der Biegefestigkeiten für Brettschichtholz und Bauholz sind deren Häufigkeitsverteilung in Abb. 5.2 dargestellt. Tragende Bauteile aus Brettschichtholz haben eine höhere durchschnittliche Festigkeit und kleinere Streuung der Festigkeitseigenschaften, als entsprechende Bauteile aus Bauholz.

Dieser „Laminierungseffekt“ wird üblicherweise wie folgt erklärt: Kritisch für die Festigkeit von Bauholz ist die Festigkeit des schwächsten Querschnitts – normalerweise im Bereich eines Astes oder ähnlichem. Die Differenz der Festigkeiten zwischen einzelnen Brettern ist deshalb beträchtlich. In einem Brettschichtholzbalken sind die Lamellen mit unterschiedlichen Festigkeiten gemischt und das Risiko, dass verschiedene Lamellen mit großen Fehlern im selben Balken erscheinen ist minimal. Die Lastverteilung zwischen den Lamellen im Brettschichtholz erlaubt es die Spannungen an lokalen Schwachstellen zu benachbarten festeren bzw. steiferen Bereichen umzuverteilen.

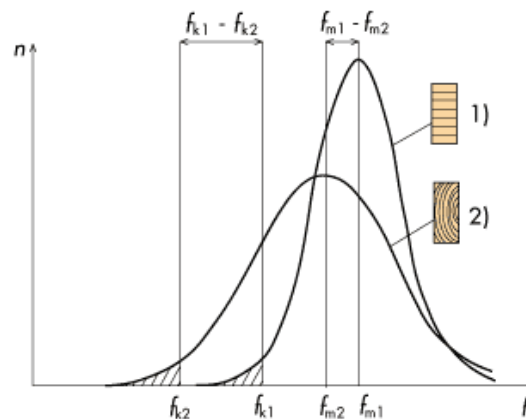


Abb. 5.2 Häufigkeitsverteilung der Festigkeit für Brettschichtholz (1) und Bauholz (2), (Abbildung: Svenskt Limträ AB)

Dieser Effekt wird oft in der Festlegung der Sicherheit bzw. der Angabe der Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt, die in der Bemessung verwendet werden. Im Eurocode 5 wird der Materialfaktor, der die Modellunsicherheiten und Bemessungsunsicherheiten von Brettschichtholz verwendet mit 1,25 angegeben, während für Vollholz ein Wert von 1,3 zu berücksichtigen ist.

3.1.2 Größeneffekt

Im Zusammenhang mit Brettschichtholz und großen Querschnitten ist der Begriff „Größeneffekt“ zu erwähnen. Brettschichtholzbalken die unter Laborbedingungen bis zum Bruch getestet wurden, zeigen typischerweise Sprödbrüche, die durch Äste oder Keilzinkenverbindungen auf der Zugseite des Balkens verursacht werden. Weil die Wahrscheinlichkeit, dass ein Balken eine bruchauslösende Fehlstelle enthält, mit zunehmendem Volumen steigt, ist die Tragfähigkeit großer Balken in der Regel geringer als jene kleinerer Balken. Über die Jahre wurden einige Untersuchungen zum „Größeneffekt“ durchgeführt, die die Abhängigkeiten der Festigkeit des Brettschichtholzes vom Volumen bestätigen.

Nach Eurocode 5 darf der Effekt der Bauteilgröße auf die Festigkeit von Brettschichtholz für die Bemessung berücksichtigt werden. Die charakteristischen Werte für die Biege- und die Zugfestigkeit können für Höhen kleiner als 600 mm mit dem folgenden Faktor erhöht werden:



$$k_h = \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \leq 1,1 \quad (h \text{ in mm}) \quad (5.1)$$

3.1.3 Verhältnis von Festigkeit zu Gewicht

Im Vergleich zum Eigengewicht ist Brettschichtholz leistungsfähiger als Stahl. Infolge seines hohen Verhältnisses zwischen Festigkeit und Gewicht ist die Überbrückung große Spannweiten möglich. Das heißt, dass Brettschichtholzbalken bei einem geringeren Bedarf an Zwischenabstützungen größere Entfernungen überspannen.

3.1.4 Trocknungsfehler

Die in der Brettschichtholzerzeugung verwendeten Bretter sind jeweils, auf einen Holzfeuchtegehalt von rund 12 % trocknen, bevor sie verklebt werden. Die beschränkte Dicke erlaubt eine homogene Trocknung, welche Trocknungsfehler minimiert. Weiters ist die Gefahr der Beschädigung während dem Trocknungsprozesses in der Konstruktion weitgehend ausgeschaltet, da die Ausgleichsfeuchte im Bauwerksinneren ungefähr zwischen 9 und 12 % liegt.

3.1.5 chemischer Widerstand

Holz und synthetische Klebstoffe, die in verklebtem Brettschichtholz verwendet werden, zeigen eine beträchtliche chemische Resistenz. Deshalb ist Brettschichtholz ideal für Gebäude mit aggressiven chemischen Umgebungsbedingungen.

3.1.6 Druckimprägnierung

Der Schutz von Holz vor Pilzen und Mikroorganismen wird vorwiegend in der Detailplanung erreicht. Zur Ergänzung des natürlichen Widerstandes kann Holz druckimprägniert werden, wobei zwei unterschiedliche Methoden für Brettschichtholz anwendbar sind: Die Bretter bzw. BSH-Bauteile können entweder vor oder nach dem Kleben druckbehandelt werden. Die erste Methode wird angewendet, wenn die druckbehandelten Materialien verklebt werden können, was von der Kombination zwischen dem Kleber und dem zur Imprägnierung verwendeten Produkt abhängt. Die zweite Möglichkeit erfordert Klebstoffeigenschaften, die den Druckkräften der Behandlung standhalten und gibt den besten Schutz für die Oberflächen. Diese Methode wird nur verwendet, wenn die Abmessungen und die Form der Brettschichtholzkomponenten in die Druckimprägnieranlage passen.

3.1.7 Klebstoffe

Für die Erzeugung von Brettschichtholzbauteilen werden nur zugelassen Klebstoffe mit hoher Festigkeit und guter Beständigkeit verwendet. Normative Regelungen sind in EN 301 angegeben, die zwei Typen von Klebstoffen klassifiziert: Typ I und Typ II. Der Klebstofftyp I wird für Konstruktionen in jeder Nutzungsklasse verwendet, während Klebstofftyp II auf die Nutzungsklasse 1-2 begrenzt ist.

Traditionell werden Resorcinharz-Klebstoffe, mit dunkler rot-brauner Klebstoffuge, verwendet. In den letzten Jahren wurde die Verwendung von Melaminharz-Klebstoffen immer beliebter, hauptsächlich weil sie helle Klebeverbindungen ermöglichen. Beide



Klebstoffe gehören zu Klebstofftyp I, der für alle Klimabedingungen zugelassen ist, z.B. für innen und außenliegende Bauteile. Mittlerweile sind auch Polyurethan-Klebstoffe (PU) für die Brettschichtholzproduktion zugelassen. PU Klebstoffe werden zu Klebertyp II gezählt und sind farblos.

3.1.8 Brandwiderstand

Brettschichtholz hat wie Vollholz gute Brandeigenschaften, die besser werden je größer der Querschnitt ist. Die geklebten Verbindungen sind dabei meist brandresistenter als das Brettschichtholz selbst.

3.1.9 Kosteneffizienz

Brettschichtholz ist hinsichtlich der Kosteneffizienz mit anderen lastabtragenden Baustoffen konkurrenzfähig. Das geringere Gewicht von Brettschichtholz führt zu geringeren Transport- und Montagekosten und zu einem vorteilhaften Einfluss auf die Kosten der Gründung. Weiters ermöglicht die flexible Produktion von Brettschichtholz gekrümmte Tragelemente günstiger zu produzieren als mit anderen Materialien.

3.1.10 Umwelt und Ressourcen

Die Brettschichtholzproduktion benötigt relativ wenig Energieaufwand. Das Rohmaterial erneuert sich kontinuierlich. Es wird aus dem natürlichen Lebenszyklus genommen und kann nach dem Gebrauch, ohne negative Auswirkungen auf die Umwelt, wieder an diese zurückgegeben werden.

Besteht das Ziel der Herstellung in der Produktoptimierung, die aus einer nachhaltig genutzten Rohstoffressource stammt, dann ist Brettschichtholz eine der besten Möglichkeiten dies zu erreichen. Einerseits können mit Brettschichtholz Festigkeiten und kleine Schwankung in dessen Eigenschaften im Vergleich mit Vollholz erzielt werden und andererseits besteht die Möglichkeit anspruchsvolle Bauteile zu errichten, was einer effizienten Nutzung des Rohmaterials gleichkommt.

3.2 Vielseitigkeit

3.2.1 Form und Größe

Der Erzeugungsprozess von Brettschichtholz erlaubt die Produktion einer breiten Auswahl an Formen und Größen tragender Bauteile. Das bietet den Architekten und Ingenieuren viele Möglichkeiten in der Planung der Bauteilformen von langen geraden Balken bis zu komplexen gewölbten Bogenstrukturen, wobei die Vorgaben hinsichtlich Festigkeit natürlich erfüllt werden. Dadurch können Bauteile aus Brettschichtholz leicht an die Vorgaben des Marktes, unter Erfüllung höchster Ansprüche angepasst werden. Die Beschränkungen sind durch praktische Randbedingungen, wie der Größe der Produktionshallen, die Transportmöglichkeiten und die Kapazitäten der mechanischen Ausstattung, gegeben.

Durch die Kombination von Lamellen im Brettschichtholz, ist die Produktion von großen Bauelementen, die viel länger als die Bäume sind, möglich. Tragende Bauteile mit Längen von 30 bis 40 m sind nicht unüblich.

Durch das Krümmen der Lamellen während des Produktionsvorganges kann eine Vielfalt von gekrümmt-gebogenen Formen produziert werden, was bei anderen Materialien sehr schwierig oder gar nicht möglich ist. Dabei sind in Abhängigkeit vom Krümmungsradius dünnere Lamellen bzw. Bretter zu verwenden.

3.2.2 Querschnitte

Abhängig von den Anforderungen an die Festigkeit und die Steifigkeit können unterschiedlichste Querschnitte erzeugt werden. Im Allgemeinen werden rechteckige Querschnitte mit Abmessungen bis zu 2 m produziert. Es können aber viele andere Querschnittstypen, von „normalen“ bis zu maßgefertigten Querschnitten, erzeugt werden. In Abb. 5.3 sind einige Beispiele von Querschnittsformen gezeigt.

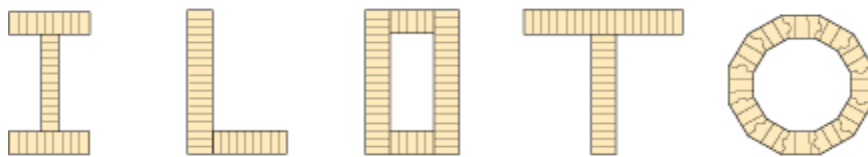


Abb. 5.3 Beispiele für Brett-schichtholzquerschnitte
(Abbildung: Svenskt Limträ AB)

In Abb. 5.4 sind maßgefertigte Querschnitte, die für die Konstruktion der Leonardo da Vinci Brücke in Norwegen produziert wurden, dargestellt.



Abb. 5.4 Maßgefertigter Querschnitt
(Photo: Öffentliche Norwegische
Straßenverwaltung)



Abb. 5.5 Leonardo da Vinci Brücke in Ås, NO
(Photo: Öffentliche Norwegische
Straßenverwaltung)

Ein weiter Vorteil von Brett-schichtholz besteht in der Möglichkeit, die Querschnitte entlang der Länge der Bauteile zu veränderlich zu gestalten, um sie dem Verlauf der Kräfte besser anpassen zu können. Zum Beispiel kann der mittlere Querschnitt des Balkens erhöht werden, um hohe Beanspruchungen in dieser Region des Balkens, aufzunehmen.



3.2.3 Kombiniert aufgebautes Brettschichtholz

Die Verwendung von Beschichtungen macht es möglich die Qualität der zur Erzeugung verwendeten Bretter dem erwarteten Spannungsverlauf anzupassen. Die Brettware mit höherer Festigkeitsklasse wird oft in den äußersten Querschnittsbereichen positioniert, während Lamellen von geringerer Qualität in den inneren Zonen angeordnet werden. Das erlaubt eine effizientere Verwendung des verfügbaren Holzes.

Gemäß Eurocode 5 müssen die verschiedenen Qualitäten der Lamellen, durch den Ansatz unterschiedlicher Materialeigenschaften in der Berechnung (charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitswerte) für homogenes und kombiniertes Brettschichtholz berücksichtigt werden.

3.3 Entwurfsüberlegungen

3.3.1 Ästhetik

Die optische Erscheinung von Brettschichtholz ist ansprechend und gefällt vielen Menschen. Deshalb kann es ohne Verkleidung verwendet und auch als eine ästhetische Ergänzung im inneren und äußeren Umfeld genutzt werden.

3.3.2 Vorfertigung

Tragwerke aus Brettschichtholz erlauben im Allgemeinen eine schnelle und einfache Montage der vorgefertigten Bauteile. Diese können oftmals unabhängig von den herrschenden Wetterverhältnissen montiert werden und ein Brettschichtholzbinder kann seine volle Last sofort nach der Errichtung tragen. Das Trocknen und der Verklebungsvorgang erlauben die Erzeugung von Brettschichtholzbalken mit exakten Dimensionen, die für die Verwendung von vorgefertigten Einheiten unabdingbar notwendig sind.

3.3.3 Transport und Montage

Der Transport erfolgt üblicherweise auf der Straße. Der Typ des verwendeten Fahrzeugs ist hauptsächlich von der Form und der Größe der Bauteile abhängig. Manchmal kann es von Vorteil sein, wenn die Balken in kleinere Abschnitte unterteilt werden können, um mit normalen Lastwagen transportiert zu werden.

Als Schutz gegen Regen / Schnee und Schmutz während des Transports, werden die Brettschichtholzkomponenten mit einer Schutzabdeckung versehen. Auf der Baustelle wird die Plastikhülle auf der Unterseite aufgeschnitten oder vollständig entfernt, um einen Feuchtigkeitsanfall im Inneren der Folie zu vermeiden. Danach sollten die Brettschichtholzbauteile vor Feuchtigkeit, Schmutz und direktem Sonnenlicht geschützt werden. Deshalb sollen lange Lagerungszeiten auf der Baustelle vermieden werden.

Die Kanten der Brettschichtholzbauteile sind ebenfalls zu schützen, um das Risiko der Beschädigung während des Transports und der Montage zu reduzieren. Beim Einheben durch den Kran sollen die Kanten mit Metallwinkeln oder ähnlichem abgedeckt werden.



4 Verwendung von Brettschichtholzbauteilen

4.1 Entsprechende Verwendung von Brettschichtholz

Das Prinzip der Brettschichtholzerstellung existiert bereits seit den frühen Ägyptern, wo diese Techniken für die Herstellung von hölzernen Sarkophagen verwendet wurden.

Im 19. Jhdt. begann die Verwendung von Brettschichtholz als Bauelemente für Gebäude. Vermutlich die älteste Konstruktion, bei der Brettschichtholz verwendet wurde die Union Hall des König Edward Kollege in Southampton, die 1860 errichtet wurde. Der Dachstuhl der Halle besteht aus geklebten, gebogenen Balken.

Brettschichtholz erweiterte die industriellen Konstruktionsmethoden erst zu Beginn des 20. Jahrhunderts, als Otto Hetzer die „Hetzer-Binder“ entwickelte. Zu diesem Zeitpunkt wurde Brettschichtholz für Dachkonstruktionen mit Spannweiten bis zu 45 m verwendet. Das, eine ungehinderte Nutzung des darunter befindlichen gesamten Raumes erlaubende Fehlen von Säulen wurde und wird als großer Vorteil betrachtet. Innerhalb von zehn Jahren wurden beispielsweise in der Schweiz mehr als 200 Bauwerke mit der „Hetzer-Methode“ errichtet.

Die ersten Tragwerke, bei denen Brettschichtholz als Konstruktionsmaterial dem Stahl vorgezogen wurde, waren die Überdachung von Eisenbahnbahnsteigen. Gründe hierfür waren die Korrosionsanfälligkeit von Stahl, die durch den Wasserdampf der Lokomotiven ausgelöst wurde.

Danach setzte sich die Methode der Brettschichtholzkonstruktion, vorwiegend für weit gespannte Hallen durch. Zu Lebzeiten von Otto Hetzer wurden viele Gebäude wie Sporthallen, Warenhäuser, Hangars, Kirchen und andere Gebäude errichtet, die, mit einigen Ausnahmen, noch immer in Verwendung stehen.

Das Leistungsvermögen der Klebtechnik wurde damals noch nicht vollständig ausgenutzt. Die Einsatzmöglichkeiten waren, bis nach dem zweiten Weltkrieg als wasserabweisende synthetisch Harzklebstoffe entwickelt wurden, beschränkt auf trockene Bedingungen. Das gestattete in der Folge die Verwendung von Brettschichtholz im Brückenbau und für andere äußerliche Anwendungen.

In den 70ern verbesserte sich die Technik gekrümmter Balken und es wurden modernere Großserienanlagen für die Produktion langer Balken in einer großen Auswahl von Querschnittsabmessungen errichtet. Das revolutionierte die Verfügbarkeit und die Kosten von Brettschichtholz und gab ihm beinahe unbegrenztes Potential, was die Verwendung von Brettschichtholz in einem großen Umfang ermöglichte.

Heute hat sich Brettschichtholz als Baumaterial für die Konstruktion von Hallen mit Spannweiten über 100 m etabliert. Beispielsweise konkurriert Brettschichtholz in Europa mit anderen Baumaterialien bei einstöckigen Tragwerken, Fabriken, Einkaufszentren, Warenhäusern, Flughafenterminals, usw. Brettschichtholz wird speziell in Situationen eingesetzt, bei denen die ästhetische Erscheinung gegenüber anderer Materialien vorteilhaft ist. Zusätzlich können fast alle gewünschten Formen mit Brettschichtholz ausgeführt werden, wie beispielsweise das Dach des Elefantenhauses im Kölner Zoo (Abb. 5.6).

In den USA, in Mitteleuropa und Skandinavien wird Brettschichtholz immer populärer für moderne Brückenkonstruktionen aus Holz, speziell für Fußgänger- und Radfahrerbrücken,

ebenso ist die Errichtung von Straßenbrücken mit moderaten Spannweiten möglich. Gekrümmte Brettschichtholzbauteile können für die Produktion unterschiedlichster ästhetischer Effekte und spezieller Typen von Brücken verwendet werden. Ein Beispiel für Straßenbrücken ist die „Europabrücke“ in Murau / Österreich, die 1993 mit einer Konstruktion aus Brettschichtholz mit einem Betonfahrbahndeck errichtet wurde (Abb. 5.7).

Eine weitere mögliche Verwendung für Brettschichtholz, die populär geworden ist, ist die Verwendung von Brettschichtholz als Träger für Fußböden in Häusern. Mit diesen Fußbodenkonstruktionen, kombiniert mit Beton oder anderen Materialien, kann eine gute Trittschall- und Lärmdämmung sowie Brandbeständigkeit bei vernünftigen Preisen erreicht werden.



Abb. 5.6 Elefantenhaus in Köln
(Photo: BAM Deutschland AG)



Abb. 5.7 Europabrücke in Murau, Österreich
(Photo: Josef Bärnthaler)

In der breiten Vielfalt an Anwendungen wird Brettschichtholz vorwiegend verwendet für:

- Hauptträger, Dachträger, Dachpfetten oder Säulen im Wohn- und Industriebau
- Balkenlagen für Fußböden mit speziellen Anforderungen, für Industrieböden oder Decken mit großen Spannweiten
- Auswechslungen über einer Öffnung über / in einer tragender Wand
- bauliche Haupt- und/oder Nebenbestandteile in großen gewerblichen Gebäuden (z.B. Bögen, Rahmen, Balken, Säulen und Binder)
- bauliche Haupt- und/oder Nebenbauteile in Holzbrücken

4.2 Typische Tragstrukturen

4.2.1 Träger

Die geläufigste Form von Brettschichtholztragwerke besteht in dem, an den Enden auf Säulen aufgelagerten Balken. Für kleine Spannweiten werden normalerweise gerade Träger mit konstanter Höhe eingesetzt. Für große Spannweiten ist es wirtschaftlicher, die Höhe des Trägers über die Länge hinweg zu verändern, um die Abmessungen an die Momente oder Schubkräfte anzupassen. Ein Beispiel ist der symmetrische Satteldachträger, bei dem die

Höhe in der Mitte, an der Stelle des höchsten Momentes, am Größten ist. Träger mit veränderlicher Höhe kommen als symmetrischer oder seltener als unsymmetrischer Satteldachträger, als Pultdachträger und als Dachträger in Rahmenstrukturen vor.

Aus ästhetischen und funktionellen Gründen werden Brettschichtholzträger oft in gebogener Form erzeugt, wobei die Abschnittshöhen in den gekrümmten Teilen veränderlich oder konstant sein können. Ein Träger mit gerader Unterseite kann eine mehr oder weniger ausgeprägte Krümmung haben. Eine gängige Form ist der gekrümmte Satteldachträger – ein symmetrischer Satteldachträger mit einer gekrümmten Unterseite.

In vielen Konstruktionen wie Open-Air Stadien, Flachdächern und Tribünen ist es eine Voraussetzung, dass eine Seite des Gebäudes offen und Säulenfrei ist. In diesen Fällen bietet die Verwendung von Brettschichtholzbauteilen eine Lösungsmöglichkeit durch eine ausladende Form mit geraden oder gekrümmten Trägern (halber Rahmen).



Abb. 5.8 Brettschichtholzträger in einer schwedischen Bibliothek (Photo: Svenskt Limträ AB)

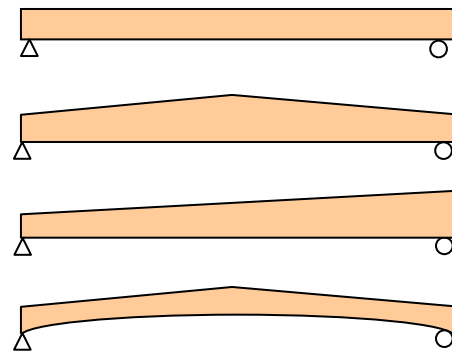


Abb. 5.9 Gerader Träger, Sattelträger, Pultdachträger, gekrümmter Satteldachträger

4.2.2 Stütze und Streben

Stützen und Streben als Brettschichtholzbauteile sind normalerweise gerade. Diese können speziell gefertigt oder als Standardträger aus dem Lager herangezogen werden. Eine Stütze mit einem vergrößerten Querschnitt am oberen Ende, um die Spannungen rechtwinklig zum darauf liegenden Träger zu reduzieren kann leicht hergestellt werden. Ebenso können Stützen einem großen Querschnitt am unteren Ende erzeugt werden, um die großen Momente der Einspannung abtragen zu können.

4.2.3 Dreigelenkbogen

Bei Spannweiten, bei denen Vollholzträger zu plump werden und zuviel Material benötigen, sind Fachwerke geeigneter. Holzfachwerke werden üblicherweise aus sortierten Vollholzbauteilen errichtet. Für lange Spannweiten ist Brettschichtholz ein wichtiges Material. Eine oft eingesetzte Tragwerksart aus Brettschichtholz, der als einfaches Fachwerk betrachtet

werden kann, ist der Dreigelenkbogen. Dieser wird verwendet für Spannweiten, bei denen übliche Holzfachwerkträger nicht mehr ausreichend sind.

Dreigelenkbögen bestehen aus zwei Brettschichtholzträgern, die mit einer Gelenkverbindung am First gegeneinander gelehnt sind. Die Träger sind im Allgemeinen gerade und von konstanter Höhe, können aber auch veränderliche Querschnittshöhen aufweisen. Die unteren Enden der zwei Bauteile sind oftmals durch einen Zuggurt – der entweder aus Brettschichtholz oder aus Stahl bestehen kann – oder direkt gelenkig mit dem Fundament verbunden. Mit diesem Tragwerkstyp können Spannweiten zwischen 15 und 40 m überbrückt werden. Größere Spannweiten (bis zu 50 m und mehr) können mittels Dreigelenkbögen mit Zugbändern und Holzstreben, wie in Abb. 5.11 gezeigt, umgesetzt werden.



Abb. 5.10 Dreigelenkrahmen in einem schwedischen Stall
(Photo: Svenskt Limträ AB)

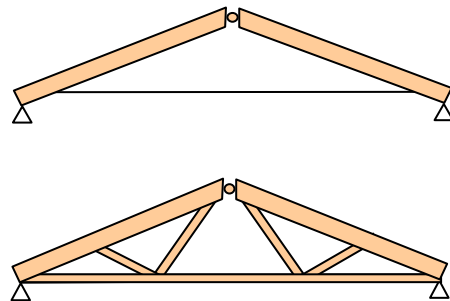


Abb. 5.11 Verschiedene Ausbildungen von Dreigelenkbögen

4.2.4 Rahmen

Heute werden beinahe alle Holzrahmenstrukturen aus Brettschichtholz hergestellt. Dieser Tragwerkstyp wird genutzt, wenn eine hohe durchgehende lichte Höhe über den gesamten Bereich des Gebäudes benötigt wird.

Die traditionelle Gestalt ist im Aufriss symmetrisch. Die Rahmenecken können unterschiedlich ausgeführt werden, wie in Abb. 5.13 gezeigt – gekrümmt, mittels Keilzinkenverbindung, verbolzt oder aufgelöst. Die Gestalt des Rahmens sollte der Kraftlinie der Hauptlast folgen, soweit das, durch die Funktionalität und die Ästhetik ermöglicht wird. Gekrümmte oder aufgelöste Ecken erfüllen diesen Wunsch am Besten und passen deshalb gut für Spannweiten bis zu 30 – 40 m. Wenn die Spannweite größer ist, können die zwei Hälften des Rahmens nicht in einem Stück transportiert werden.

Interessante Bauwerke können durch Kombination mit anderen – gekrümmten oder geraden – tragenden Bauteilen errichtet werden oder durch die dreidimensionale Anordnungen von Halbrahmen.



Abb. 5.12 Rahmen in einer Reitschule in Schweden
(Photo: Svenskt Limträ AB)

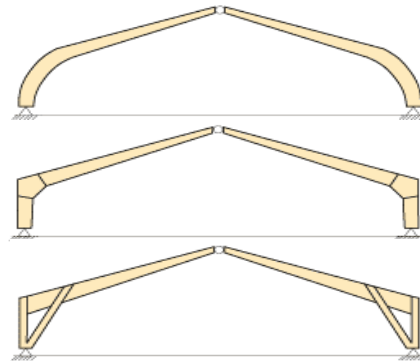


Abb. 5.13 Beispiele von Rahmen mit gekrümmten Keilzinken und zusammengesetzten Rahmenecken
(Photo: Svenskt Limträ AB)

4.2.5 Bögen

Bögen sind ein Tragwerkstyp, die sehr gut für die Ausführung in Brettschichtholz geeignet sind – ein Material, das ohne großen Preisanstieg in gekrümmter Form und mit veränderlichen Höhen erhältlich ist. Üblicherweise werden Vollholzabschnitte mit einer konstanten Höhe verwendet. Speziell für große Spannweiten können aber auch Verbundquerschnitte eingesetzt werden. Um die Momente möglichst klein zu halten wird die Gestalt des Gewölbes so gewählt, dass es der Stützlinie folgt. Deshalb ist das Material in einem Gewölbe besser ausgelastet und die Konstruktionshöhe beträgt nur rund 1/3 eines Biegeträgers mit derselben Spannweite und Belastung.

Bögen sind normalerweise mit Gelenken am Auflager und einem Gelenk am First ausgeführt. Für Spannweiten bis zu 60 – 70 m werden Dreigelenksbögen verwendet, wobei für große Spannweiten, aus Gründen des Transports, mehrere Teile sinnvoll werden können. Der Bogen wird dann in mehreren Teilen erzeugt und vor Ort biegesteif verbunden. Eine interessante Lösung für große Spannweiten, speziell wenn die überbaute Fläche sich in mehrere Richtungen ausbreitet besteht in einer domähnlichen Grundrissgestaltung, welche durch eine radiale Anordnung der Bögen erhalten wird. Auf diese Art können Spannweiten von mehr als 160 m erreicht werden.

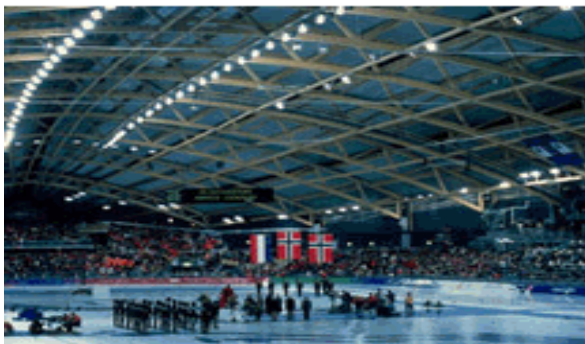


Abb. 5.14 Fachwerkbögen in der Olympiahalle von Hamar, NO
(Photo: Svenskt Limträ AB)



Abb. 5.15 Erzeugung eines Bogens
(Photo: Svenskt Limträ AB)



5 Literatur

- [1] Moelven Limtre AS,
"Limtreboka",
2002
- [2] <http://www.brettschichtholz.de>
- [3] <http://www.glulam.co.uk>
- [4] Forrest Products Laboratory;
"Wood handbook – Wood as an engineering material",
Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-113, Madison, Wisconsin, 1999
- [5] Thelandersson, S. and Larsen, H.J.;
"Timber Engineering",
John Wiley & Sons Ltd, England, 2003
- [6] STEP;
"Timber Engineering STEP 1 – basic of design, material properties, structural
components and joints",
Centrum Hout, Niederlande, 1995
- [7] Treteknisk og TreFokus AS;
"Trebaserte konstruksjonselementer",
Fokus på tre Nr. 27, Oslo, Norwegen
- [8] Aune, P.;
"Trekonstruksjoner, Del 1, Materialer – Dimensjonering – Forbindelser",
Tapir, 1992

Kapitel 5 wurde von Kjell Arne MALO und Vanessa ANGST, Abteilung für Konstruktiven Ingenieurbau, Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie / Norwegen bearbeitet.



Kapitel 6

HOLZWERKSTOFFE- INSBESONDERE BRETTSPERRHOLZ (BSP)

1 Einleitung

Holz bzw. Bauholz wurde seit Anbeginn der Menschheit in seiner natürlichen Form als stabförmiges Produkt, entweder in seiner ursprünglichen Gestalt als Rundholz oder als Schnittholz, typischerweise mit rechteckigem Querschnitt, verwendet. Bauprodukte aus Holz werden für viele Zwecke verwendet: als raumabschließender Baustoff oder Beplankung bzw. Verschalung, für lastabtragende Elemente in Wandscheiben oder als Wärme- und Schalldämmstoff. Selbstverständlich können diese Aufgaben mit Brettern oder anderen gesägten Produkten umgesetzt werden, dies ist jedoch mittlerweile zumeist unwirtschaftlich. Weiters treten bei stabförmigen Holzbauprodukten andere Nachteile auf, wie etwa das ausgeprägte anisotrope Verhalten bei mechanischer Beanspruchung und Dimensionsveränderungen bei wechselnden Holzfeuchten (Schwinden/Quellen).

Dieses Kapitel gibt eine kurze Einführung in die sogenannten „Holzwerksstoffe“. Weiters wird ein Ordnungssystem vorgestellt und ein Überblick über die wesentlichen Produkte angeführt. Weiters werden detaillierte Informationen über Brettsperrholz (BSP; engl.: Cross Laminated Timber (CLT)“ wiedergegeben, das wahrscheinlich in näherer Zukunft das bedeutendste Produkt für die sog. Massivholzbauweise zur Errichtung von (Einfamilien-) Häusern und im mehrgeschossigen Wohnbau, sowie für andere Einsatzzwecke (z.B. im Brückenbau), sein wird.

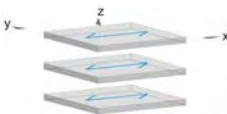
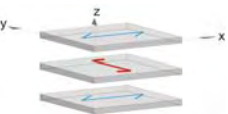
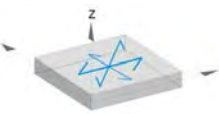




2 Holzwerkstoffe

2.1 Überblick

Im Rahmen des Produktionsablauf von Holzwerkstoffen wird das Rohmaterial Holz (z.B. Rundholz aber auch wiederverwertbares Altholz, mit Hilfe unterschiedlicher Verfahren in Bestandteile mit bestimmten Abmessungen zerkleinert und danach mit Hilfe von Klebstoffen oder – in speziellen Fällen – mit mechanischen Verbindungsmitteln verbunden.

Mit diesem Vorgehen können die typischen, anisotropen Eigenschaften des Vollholzes aufgehoben oder zumindest reduziert werden. Neben den stabförmigen Produkten werden auch zweidimensionale Bauteile mit relativ großen (Haupt-) Abmessungen und in unterschiedlichen Dicken, wie Platten (rechtwinklig zur Hauptabmessung beanspruchte Elemente) und Scheiben (in Richtung der Hauptabmessung belastete Elemente) hergestellt werden. Zusätzlich bieten diese Produkte den Vorteil, dass Holz mit schlechter Qualität oder sogar recyceltes Holz für die Herstellung verwendet werden kann. Weiters kann der (festigkeits- und steifigkeits-) vermindernende Einfluss einzelner Strukturmerkmale, wie z.B.

durch Äste, Faserneigung, Dichteveränderungen usw. auf die physikalischen Eigenschaften ausgeglichen werden, wodurch die Erzeugung von Produkten mit homogenen Eigenschaften ermöglicht wird. Wegen der Möglichkeit Produkte mit technisch beeinflussbaren und „designten“ Eigenschaften herzustellen werden diese Produkte im englischen Sprachraum auch als „Engineered Wood Products (EWP)“ bezeichnet.

<p style="text-align: center;">Orientierung der Faser- richtung der einzelnen Bestandteile</p> <p>Zerlegungsgrad der Bestandteile</p>	<p>Orientierung der Bestandteile in eine Richtung (geschichtet)</p> 	<p>Orientierung der Bestandteile in orthogonal Richtung (gesperrt)</p> 	<p>zufällige Orientierung der Bestandteile („random“)</p> 
<p>Holzfasern und Faser- bündel</p> 	<p>Extrudierte Produkte</p>	<p>-</p>	<p>Faserplatten; Spanplatten</p>
<p>Späne, Strands</p> 	<p>In Längsrichtung orientierte, verklebte Produkte (LSL); Parallel ausgerichtete Spanstreifen (Parallam)</p>	<p>Oriented Strand Boards (OSB)</p>	<p>-</p>
<p>Furniere</p> 	<p>längsgerichtete Furnierholzer (LVL)</p>	<p>Sperrholz; Furnierschichthol z (LVL) mit Orientierung einiger Furniere in Querrichtung</p>	<p>-</p>
<p>Bretter</p> 	<p>Brettschichtholz, Brettstapel- elemente</p>	<p>Brettsperrholz (BSP)</p>	<p>-</p>

Tab. 6.1 Überblick über zweidimensionale Holzwerkstoffprodukte

Abhängig von der Größe der zur Produktion verwendeten Bestandteile (in absteigender Reihenfolge ihre Größe (Zerlegungsgrad): Bretter – Furniere – Strands oder Späne – Holzfasern) und ihrer gegenseitigen Orientierung im Holzwerkstoff (Orientierung der Bestandteile: geschichtet, gesperrt oder zufällig (engl.: „random“)) kann eine große Vielfalt an Produkten mit definierten Abmessungen in ein- oder zwei geometrischen Richtungen produziert werden. Mit diesen beiden Parametern ist in Tab. 6.1 ein leicht zu merkendes



Ordnungsschema für die vielen am Markt erhältlichen 2D- Holzwerkstoffe angeben. Eine ähnliche Tabelle kann auch für stabförmige (1D-) Produkte erstellt werden, ist hier aber nicht angegeben.

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die Herstellung, die Eigenschaften und die Verwendung der wichtigsten zweidimensionalen Holzwerkstoffe angeführt.

2.2 Aus Holzfasern hergestellte Holzwerkstoffe

Holzfasern werden aus vorher zerkleinerten Rund- und/oder Abfallholz, mittels sogenannter „Defibrilatoren“ gewonnen. Diese Maschinen spalten die Holzstruktur unter Verwendung von Dampf und/oder chemischer Behandlungsmethoden in Fasern bzw. Faserbündel auf bis, unter Zugabe von Wasser, ein Faserbrei entsteht. Der so entstandene formbare „Faserkuchen“ kann unter Verwendung unterschiedlicher Herstellungsverfahren – nass, halbtrocken oder trocken - gepresst und unter Zugabe natürlicher und/oder synthetischer Klebstoffen und/oder anorganischen Bindemitteln (z.B. Gips, mineralische Bestandteile, usw.) zu Faserplatten verarbeitet werden. Abhängig von verschiedenen Parametern des Produktprozesses können Produkte mit einer breiten Veränderlichkeit der mechanischen Eigenschaften und der Anwendungsmöglichkeiten produziert werden.

Auf Grund der kleinen Abmessungen der Fasern ist eine ausgeprägt orientierte Anordnung der Fasern nicht möglich (ausgenommen vielleicht bei extrudierten Produkten). Deshalb können lediglich Produkte mit einer „zufälligen“ Ausrichtung hergestellt werden. Im Allgemeinen können Faserplatten in Abhängigkeit von ihrer Rohdichte in nicht gepresste Weichfaserplatten (starre und halbstarre Dämmstoffplatten) und gepresste Faserplatten (mitteldichte Faserplatten, Hartfaserplatten und speziell verdichtete Faserplatten) eingeteilt werden.

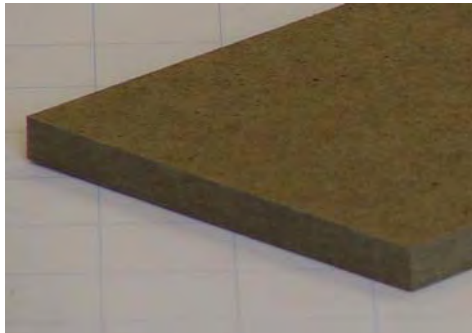
Für Bauzwecke können Faserplatten in einer großen Vielfalt von Typen und Größen als lastabtragende und nicht lastabtragende Verkleidungs- und Beplankungsmaterialien und als Wärme- und Schalldämmstoffe verwendet werden.



Halbfeste Faserdämmplatte



Mitteldichte Faserplatte



Hartfaserplatte

Verwendung von Faserplatten
in einer Dachkonstruktion

Abb. 6.1 Unterschiedliche Arten von Faserplatten und ihre Verwendung in Dachkonstruktionen

– Holzspanplatte

Spanplatten aus Holz ist ein Holzwerkstoff aus Holzbestandteilen, wie Holzschnitzel, Sägespänen oder Sägemehl und/oder anderen Zellulose-Fasern natürlicher Abstammung (z.B. Flachs oder anderen landwirtschaftlichen (Rest-) Produkten). Für mineralisch gebundene Holzspanplatten können Zement und andere anorganische Materialien als Bindemittel verwendet werden. Obwohl die Grundbestandteile von Holzspanplatten größer sind als Fasern oder Faserbündel, werden diese Produkte in der Literatur üblicherweise ebenfalls dieser Gruppe zugeordnet. Für die Herstellung werden die Partikel, Chips und Holzschnitzel im Allgemeinen aus Nadelholz oder Holz mittlerer Dichte bevorzugt. Holzspanplatten können „extrudiert“ oder geläufiger „flachgepresst“ hergestellt werden. Im Produktionsablauf werden diese Holzwerkstoffe durch zerkleinern, trocknen und vermischen der Bestandteile mit synthetischen Klebstoffen und Zusatzmitteln hergestellt (z.B. Wachs um die hygroskopischen Eigenschaften zu reduzieren und manchmal auch Fungizide, Insektizide und feuerhemmende Zusatzstoffe). In einem weiteren Schritt wird der „Teilchenkuchen“ einlagig, oder in der Regel in dreilagig (selten 5-lagig) eingestreut und mittels entsprechender Presswerkzeuge kontinuierlich und heiß gepresst. Die einzelnen Lagen können dabei unterschiedliche Eigenschaften und Bestandteile aufweisen. Abschließend werden die Holzspanplatten u.U. an der Oberfläche veredelt, geschliffen und auf ihre Endmaße zugeschnitten.

Das mechanisch Verhalten von Holzspanplatten ist stark von der Geometrie (Größe und Gestalt) der Teilchen, ihrer Orientierung, der Lagenanzahl, dem Typ der verwendeten Bindemittel (Klebstoffe) und dem Pressprozess abhängig. Im Allgemeinen sind die Teilchen in eine Richtung ausgerichtet. Über die Dicke lässt sich als Folge des Pressvorganges ein stark abgestuftes Rohdichteprofil mit Maximalwerten an der Oberfläche der Platten feststellen.

Der typische Dickenbereich liegt zwischen 8 und 50 mm (bis zu 80 mm), bei einer Länge von bis zu 14 m und einer Breite bis 3 m. In Abhängigkeit der Verwendung in einer bestimmten Nutzungsklasse sind unterschiedliche Produkte erhältlich.

Holzspanplatten werden in einem breiten Bereich im Bauwesen und der Möbelindustrie, für lastabtragende und nicht lastabtragende Zwecke verwendet, wie z.B. als Wand- und Deckenbeplankungen, für Stege von I-Trägern, usw.



Abb. 6.2 Holzspanplatte

2.3 Aus Spänen hergestellte Holzwerkstoffe

Für die Aufhebung der Auswirkungen einzelner Strukturstörungen im Holzwerkstoffe wird Holz in kleinere Bestandteile zerlegt und danach mittels Klebstoffen zu Produkten mit entsprechenden Abmessungen – in den meisten Fällen flache Platten, aber auch zu stabförmigen Produkten, verbunden. Wenn die Grundbestandteile, mit typischen Längenabmessungen von ein paar Zentimetern bis zu Dezimetern, 10 bis 30 mm in der Breite und zwischen 0,4 und 4 mm Dicke, durch Spanen oder Schneiden hergestellt werden, werden diese Teile als „Späne“ oder im englischen Sprachgebrauch häufiger „strands“ bezeichnet. Es sind aber auch weitere Bezeichnungen, wie „Holzschnitzel“, „Chips“ oder „Wafers“ bekannt.

Eine gemeinsame Eigenschaft der Vertreter dieser Produktgruppe ist, dass die Orientierung der Bestandteile bezogen auf die Längsrichtung der späteren Elemente, durch ihre Größe aber auch in der Variabilität ihrer Abmessungen das mechanische Verhalten, und dadurch auch den Anwendungsbereich, stark beeinflussen.

Nachfolgend werden die wichtigsten Produkte dieser Gruppe beschrieben:

– Oriented Strand Boards (OSB)

Oriented Strand Boards (OSB) wurden ursprünglich entwickelt um die schlechteren Qualitäten des Sperrholzes am Markt zu ersetzen. Für ihre Produktion werden die Späne – sogenannte „strands“ – mit den typischen Abmessungen: 60 mm bis 150 mm Länge, 10 mm bis 35 mm Breite und 0,4 mm bis 1,0 mm Dicke mit „ring-flakers“ (rotierende Trommel mit innenliegenden Messern) aus Rundholz geringer Qualität, sowie aus Rundholz mit kleinem Durchmesser, im Allgemeinen aus Nadelholz, hergestellt. Nach dem Trocknungsprozess werden die Späne sortiert und mit Klebstoffen und Wachs Zusätzen vermischt. In weiterer Folge wird diese Mischung zu einem dreilagigen „Presskuchen“, typischerweise mit den Oberflächenschichten in Produktionsrichtung und einer mittleren Lage mit rund 50 % der Dicke mit zufälliger oder in Querrichtung, gestreut. Die so aufgebauten Platten werden dann mittels kontinuierlicher Pressen gepresst. Am Ende des Produktionsprozesses wird die Qualität der Oberfläche durch Schleifen, mit und ohne vorherigen Paraffinauftrag hergestellt. Die Kantenausbildung und das Ablängen in die entsprechenden Größen bilden die letzten Fertigungsvorgänge.

Als Folge des genannten Aufbaues von OSB sind die mechanischen Eigenschaften in Produktionsrichtung bedeutend höher als jene in Querrichtung. Dieser Umstand ist im Zuge der späteren Nachweisführung zu beachten. Ähnlich den Holzspanplatten, ist ein markantes Rohdichteprofil über die Dicke als Folge des Pressprozesses festzustellen, welches das mechanische Verhalten maßgebend beeinflusst. Als Folge haben Platten mit einer kleineren Dicke höhere mechanische Eigenschaften. Durch den dreilagigen Aufbau ist eine hohe Formstabilität in Richtung der Plattenabmessungen gegeben. Im Fall einer direkten Feuchteeinwirkung ist mit einer deutlichen Dickenzunahme in Folge Quellens zu erwarten (wie für Holzspanplatten). Dies trifft insbesondere für die Kanten der OSB-Platten zu. Wegen der Empfindlichkeit des OSB gegenüber Feuchteänderungen ist die Anwendung der so bezeichneten OSB/3- und OSB/4-Platten beschränkt auf die Verwendung in den Nutzungsklassen 1 und 2 nach Eurocode (EN 1995-1-1). Für lastabtragende Zwecke sollte, infolge von sonst zu erwartenden Stabilitätsproblemen (Beulen bzw. Knicken), die Dicke nicht kleiner als 8 mm sein.

OSB wird oft als Beplankungs- und Aussteifungsmaterial für lastabtragende und nicht lastabtragende Zwecke von Wohngebäuden und im mehrgeschossigen Wohnbau, sowie für viele weitere Einsatzbereiche verwendet.



Abb. 6.3 OSB und seine Anwendung als lastabtragendes Beplankungsmaterial in einer Wandscheiben

– Langspanholz (LSL)

Das Langspanholz (LSL) ist aus Bestandteilen (Spänen), sehr ähnlich den in Herstellung von OSB verwendeten, aufgebaut. Im Gegensatz zu OSB, werden „strands“ mit größeren Abmessungen (mit Längen bis zu 300 mm, 30 mm Breite und ungefähr 1 mm Dicke verwendet. Diese Bestandteile werden in der üblichen Manier vorbereitet, mit polyurethan-basierenden Klebstoffen verklebt, parallel entlang der Pressmatte ausgerichtet und mit hohem Druck durch Dampfeinwirkung in den erforderlichen Dicke gepresst. Die verwendete Holzart ist oft die Espe, es können aber auch andere Holzarten bzw. Kombinationen von Holzarten verwendet werden.

LSL ist als stabförmiges Produkt oder als Platte in Abmessungen bis zu 14,63 m Länge, 1220 mm Breite und einer Dicke von bis zu 140 mm erhältlich. Als Folge des Produktionsprozesses findet eine starke Homogenisierung mit den verbundenen hohen mechanischen Eigenschaften und Widerstand gegen Feuchteänderungen durch Quellen und Schwinden statt.

LVL wird für Bauteile, die hohe mechanische Leistungsfähigkeit benötigen, z.B. als stabförmiges Produkt (Träger, Pfosten, etc.) verwendet, aber auch für plattenförmige Anwendungen eingesetzt. In Kombination mit anderen Holzbauteilen bzw. Holzwerkstoffen, wird es z.B. für den Steg von I-Trägern verwendet. Auf Grund seiner optisch interessanten Oberfläche kann es auch als sichtbares Element, mit oder ohne Anstrich, Verwendung finden.



Abb. 6.4 LSL und seine Verwendung als stabförmiges Produkt (Träger)

– Parallelsphanholz (Parallam)

Parallelsphanholz (Parallam) ist ein stabförmiges Produkt, ähnlich LSL und LVL (siehe weiter unten) aus längsorientierten Spanstreifen. Im Unterschied zu LVL werden zur Produktion von Parallam Furniere verwendet, die vorgängig auf einen Feuchtegehalt von 2 - 3 % getrocknet werden. Die Furniere werden anschließend in Streifen geschnitten, mit gewachsenen Komponenten vermischt, mit wasserdichtem Klebstoffen für tragende Zwecke verbunden und unter Druck mittels eines Mikrowellenprozess wieder getrocknet. Als Ergebnis kann ein Bauteil mit einem Querschnitt bis zu 275 x 475 mm und einer Länge bis zu 20 m erzielt werden. Da der Vorgang des in Streifen Schneidens/Zerspanens viele natürliche Wuchsmerkmale des Holzes wie Äste, Markstrahlen und Faserneigungen beseitigt, ist Parallam ein dimensionsstabileres Produkt mit einheitlicheren Eigenschaften (Festigkeit, Steifigkeit, Rohdichte) entlang seiner Achse als vergleichbares Vollholz.



Abb. 6.5 Parallam und seine Verwendungen als stabförmiges Produkt als Zuggurt eines Fachwerks



2.4 Aus Furnieren hergestellte Holzwerkstoffe

Produkte dieser Gruppe werden aus 2 bis 4 mm dicken Furnieren aufgebaut, welche durch Schälen, Messern oder (selten) Sägen des (gedämpften) Rundholzstammes hergestellt werden. Nach dem Trocknen, Ausrichten, Sortieren und Schneiden werden die Furniere mit paralleler Ausrichtung (Schichtung) – mit einer gleichmäßigen oder ungleichmäßigen Änderung der Orientierung jeder Furnierlage – oder orthogonaler Orientierung der Faserrichtung verklebt. Infolge der ausgeprägten Ausrichtung der Grundbestandteile ist eine zufällige („random“) Orientierung der Lagen nicht sinnvoll.

Abhängig von der Form und den Abmessungen der verwendeten Bestandteile, sowie der Orientierung der Lagen können unterschiedliche Produkte hergestellt werden, wie:

– Sperrholz

Für die Sperrholzproduktion wird eine – im Allgemeinen ungerade – Anzahl von Furnieren gleicher Dicke und Holzart zu flachen Platten verklebt. Die Orientierung der Furniere ist im Allgemeinen abwechselnd orthogonal. Dieser Herstellungsprozess führt zu einem Produkt mit der Möglichkeit der Lastabtragung in zwei Richtungen und unterdrückt Quell- und Schwindbewegungen der Furnierlagen. Wenn nötig werden die Furniere einzelner Lagen mittels einer Schiftungen verbunden.

Die mechanischen Eigenschaften sind beeinflusst durch geometrische Faktoren (Anzahl und Dicke der Furniere), Materialeinflüsse (Holzart, Feuchtegehalt) und Belastungsfaktoren (Art der Spannung, Spannungsrichtung in Bezug auf die Faserrichtung des Deckfurniers, Belastungsdauer). Insbesondere muss berücksichtigt werden, ob das Element als Platte (Belastung rechtwinklig zur Plattenebene) oder als Scheibe (Belastung in Richtung der Platte) beansprucht wird. Für die Bemessung bzw. im Rahmen der Nachweisführung, der im Allgemeinen auf dem linearen Spannungs-Dehnungs-Verhalten mit einer starren Verbindung der einzelnen Lagen (sog. starre Verbundtheorie) basiert, führt diese Tatsache zu erheblichen Unterschieden der Wert für die mechanischen Eigenschaften in den beiden Beanspruchungsrichtungen. Wird Spannholz rechtwinklig zur Platte belastet, tritt in einigen Lagen z.B. „Rollschub“ auf.

In Abhängigkeit von der verwendeten Holzart weist Sperrholz eine gute Dauerhaftigkeit, die zusätzlich durch die Verwendung von chemischen Beigaben kontrolliert gesteuert werden kann, auf.

Sperrholz ist der älteste Holzwerkstoff und kann als lastabtragendes und Beplankungs-Material z.B. in Holzleichtbauwänden, Fußböden und Dachkonstruktionen in einem breiten Anwendungsbereich eingesetzt werden. Sperrholz wird manchmal als Stegmaterial für I-Träger und in Kombination mit anderen Holzwerkstoffen, z.B. für Hohlkastenelemente verwendet.



Abb. 6.6 9-lagiges Sperrholz (Robinie) und Verwendung von Sperrholz als Beplankungsmaterial in einer Holzrahmenwandkonstruktion

– Sandwichelemente und Mehrschichtplatten

Diese Produkte bestehen aus einem Verbundquerschnitt, der aus ein- oder zweischichtigen (orthogonal verklebten) Furnierdecklagen und einem – im Allgemeinen – rechtwinklig dazu orientierten, aus unterschiedlichsten Materialien bestehenden Kern, aufgebaut wird. In Abhängigkeit von dem, für den Kern verwendeten Material, können folgende Produkte unterschieden werden:

Name des Produkts	Kernmaterial
Holzkernsperrholz	Vollholz oder Furnier
Tischlerplatte	Vollholzstreifen breiter als 30 mm, an den Ecken verklebt oder nicht verklebt
Stabsperrholz	Vollholzstreifen mit einer Breite von 7 bis 30 mm
Stäbchensperrholz	Vollholzstreifen oder Furniere, nicht breiter als 7 mm
gemischtes Sperrholz (Sandwichquerschnitte)	andere Materialien als Holz (z.B. Papier, Isolierschäum, usw.)

Tab. 6.2 Arten von Mehrschichtplatten und Sandwichelementen – in Abhängigkeit vom Material des Kerns

Vom mechanischen Gesichtspunkt aus können Platten mit einer ausgeprägten lastabtragenden Richtung und angemessener Steifigkeit in Querrichtung erzeugt werden. Ein großer Vorteil von ist, dass Grundmaterial mit schlechter Qualität für den Kern verwendet werden kann.

Im Zuge der Bemessung bzw. der Nachweisführung ist das für den Kern verwendete Material wegen der möglichen Schubverformungen entsprechende zu berücksichtigen. Zusätzlich müssen die auftretenden „Rollschub-Spannungen“ nachgewiesen werden.

Mehrschichtplatten bzw. Sandwichelemente können für eine große Anzahl von Anwendungsmöglichkeiten verwendet werden. Insbesondere kann es für die (sichtbare), lastabtragende und nicht lastabtragende Zwecke, als einzelner Bauteil, aber auch in Kombination mit stabförmigen Vollholzprodukten und anderen Holzwerkstoffplatten in allen Bereichen des Bauwesens verwendet werden. Zum Beispiel werden Dreischichtplatten, wegen ihrer Fähigkeit zur Feuchteregulierung, oft als Schalhaut für Betonschalungen verwendet.



Abb. 6.7 Dreischichtplatten mit unterschiedlicher Mittellagendicke

– Furnierschichtholz (LVL)

Anders als bei Sperrholz sind die Lagen von Furnierschichtholz (LVL) vorwiegend in Längsrichtung der Platten angeordnet. Dies hat zur Konsequenz, dass es ein ähnliches (anisotropes) Verhalten wie Bauholz aufweist, aber durch den homogeneren Aufbau höhere Steifigkeits- und Festigkeitswerte aufweist. Für die Herstellung von LVL werden Furniere mit hoher Qualität verwendet. Üblicherweise werden die außenliegenden Lagen mit Schäftungen verbunden und während die Innenlagen nur stumpf gestoßen sind.

Bestimmte LVL-Produkte beinhalten auch Furnierlagen bei denen, z.B. jede fünfte Lage rechtwinklig zur Längsorientierung der Platte ausgerichtet und verklebt ist, um die Festigkeitseigenschaften dieses Holzwerkstoffes in Querrichtung zu erhöhen.

LVL wird als Platte oder Scheibe, aber auch als stabförmiges Produkt verwendet und ist in Längen bis zu 23 m, Breiten bis zu 1,80 m und Dicken von 21 bis zu 75 mm erhältlich. In Kombination mit Bauholz und/oder anderen Holzwerkstoffen (z.B. für Rippenplatten, usw.) ist LVL ein hochleistungsfähiges und wirtschaftliches Produkt.

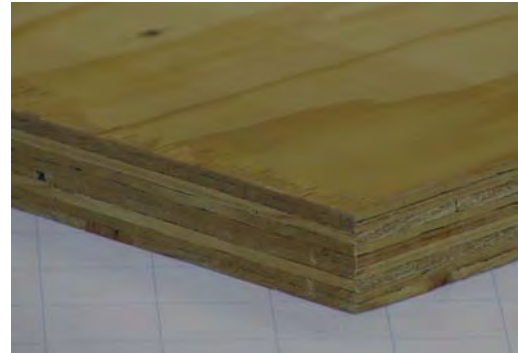


Abb. 6.8 Furnierschichtholz (LVL) mit ausschließlich längsorientierten Lagen und LVL mit abwechseln in Querrichtung orientierten Lagen

2.5 Aus Brettern hergestellte Holzwerkstoffe

Die Grundbestandteile dieser Produkte sind gesägte Bretter, üblicherweise mit einer Dicke von 6 bis 40 mm, einer Breite ≥ 60 mm und 1,5 bis 5,0 m (4,0 m als Standard) Länge. Für die Verwendung als lastabtragendes Element müssen die Bretter nach den Regeln der jeweils gültigen Normenwerke (festigkeits-) sortiert werden. Üblicherweise werden Bretter auf eine Holzfeuchte von 12 bis 18 % (technisch) getrocknet und gehobelt, zumindest aber egalisiert werden, bevor sie weiterverarbeitet bzw. montiert werden. In Abhängigkeit von der weiteren Verwendung können Bretter durch Keilzinkenverbindungen zu Brettlamellen mit größeren Längenabmessungen gefügt werden.

- Produkte mit einer ausgeprägten Abmessung in einer Richtung (stabförmige Produkte)

Wenn mehr als vier Brett- bzw. Lamellenlagen durch Klebstoffe zu einem Gesamtquerschnitt verbunden bzw. geschichtet sind und so ausgerichtet werden, dass die Faserrichtung aller Lagen in Richtung der Längsachse gerichtet sind, entsteht –der vielleicht wichtigste, stabförmige Holzwerkstoff für lastabtragende Zwecke – Brettschichtholz. Ausführlichere Angaben und Informationen zum Produkt Brettschichtholz sind in Kapitel 5 dieses Handbuchs angeführt.

- Produkte mit ausgeprägten Abmessungen in zwei Richtungen
- Einschichtplatten

Einschichtplatten werden durch Verkleben von Brettern an ihren Schmalseiten hergestellt. Für Bauzwecke werden Einschichtplatten selten als lastabtragendes Bauteil verwendet. Im Allgemeinen werden diese Platten in der Möbelproduktion aus unterschiedlichen Holzarten eingesetzt.

- Brettstapelelemente (vertikal ausgerichtete und mechanisch verbundene Bretter (BRETA-V) und quer-vorgespannte Holzelemente)

Brettstapelelemente werden aus hochkant ausgerichteten, mit Nägeln oder Schrauben verbundenen Brettern, für Deckenkonstruktionen, aber auch für Dächer und Wände verwendet. Für Deckenkonstruktionen werden auch, ähnlich wirkende, liegend eingebaute

Brettschichtholzelemente herangezogen. Für beide Elemente muss in der Anwendung darauf bedacht genommen werden, dass eine ausreichende Fugenbreite für die Quell- und Schwinderscheinungen infolge veränderlicher Holzfeuchten vorgesehen werden muss.

Holzelemente aus hochkant ausgerichteten Brettern, die mit Stahlstäben bzw. -stangen vorgespannt werden, können z.B. für Fahrbahnplatten von Holzbrücken verwendet werden.



Abb. 6.9 Brettstapelelement mit vertikal ausgerichteten Brettlagen (BRETTA-V) in einer Decke und quervorgespanntes Fahrbahndeck einer Brücke

- Brettsperrholz (BSP; bzw. engl.: Cross Laminated Timber (CLT))

Das Brettsperrholz (BSP) besteht aus orthogonal oder auch unter einem bestimmten Winkel ausgerichteten (gesperrten) verklebten Brettlagen. Ihre Anordnung in – im Allgemeinen - orthogonaler Richtung erlaubt eine Fertigung von Elementen mit großen Abmessungen. Es wird erwartet, dass dieses Produkt in Zukunft in der Anwendung von Holz in ein- oder mehrstöckigen Gebäuden eine wichtige Rolle spielen wird. Auf Grund der Neuheit und zu erwartenden erhöhten Anwendung wird das Brettsperrholz in den weiteren Teilen dieses Kapitels im Detail beschrieben.

3 Detaillierte Beschreibung des Produktes Brettsperrholz (BSP)

3.1 „Holz- Massivbauweise“ vs. „Holz- Leichtbauweise“

Der nachfolgende Abschnitt dieses Kapitels soll einen Überblick über die Grundlagen der sogenannten „Massivholzbauweise“ geben. Diese Bauweise stellt nicht nur eine Alternative zur sogenannten „Holz-Leichtbauweise“, sondern auch zur Massivbauweise mit Ziegeln und Beton für die Errichtung von Einfamilien- und mehrgeschossigen Wohnhäusern, sowie Industriebauten, dar. Insbesondere wird im weiteren Verlauf auf die Produktion, die Berechnung und Modellbildung sowie den Einsatz des wichtigsten Produktes dieser Bauweise, den relativ jungen Holzwerkstoff „Brettsperrholz“ eingegangen.

Die meisten der im Folgenden wiedergegebenen Ausführungen und Darstellungen sind der Veröffentlichung [9] entnommen.

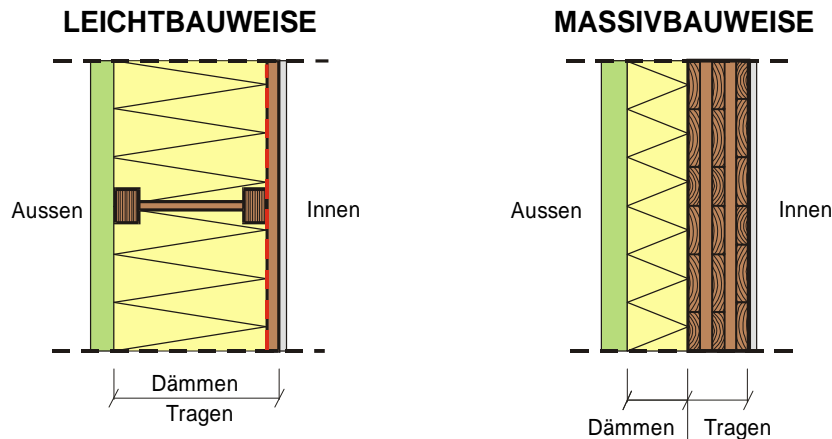


Abb. 6.10 Vergleich der Holz-Leichtbauweise und der Holz-Massivbauweise

Der wesentliche Unterschied zwischen der Holz-Leicht- und der -Massivbauweise ist, dass bei der zweitgenannten Bauweise die Dämmebene klar von der lastabtragenden Struktur getrennt ist. Weiters werden für die beiden Bauweisen völlig unterschiedliche Produktfamilien verwendet. Im Gegensatz zur Leichtbauweise, wo mit Holzwerkstoffen beplankte, stabförmige Produkte Verwendung finden, werden bei der Holz-Massivbauweise großformatige, flächenhafte massive Bauteile verwendet.

Weiters besitzt die Holzmassivbauweise den Vorteil im Allgemeinen keine Dampfsperren zu benötigen und im Vergleich zu Holz-Leichtbau-Gebäuden eine höhere speicherwirksame Masse zu erreichen. Bei beiden Systemen ist eine variable Anordnung von Fassadenelementen möglich.

Für die Holz-Massivbauweise ist die Verwendung von massiven, großformatigen lastabtragenden Platten- und Scheibenelementen (z.B. aus Brettsperrholz) – unter der Voraussetzung eines geeigneten Verbindungssystems – üblich. Im Allgemeinen kann damit eine hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit der Tragstruktur erreicht werden. Dies ist unter anderem ein wichtiger Faktor bei der Errichtung von Gebäuden in Regionen mit hohen dynamischen Einwirkungen (z.B. in Gegenden mit Erdbebeneinwirkungen).

Bauwerke mit der Holz-Massivbauweise können aber auch aus genagelten Brettstapelplatten errichtet werden. Das sind plattenartige Elemente, die durch Stapeln von Brettern auf ihrer Breitseite und deren Verbindung mit mechanischen Verbindungsmitteln (Nägeln, Schrauben, Hartholzdübel, usw.) bestehen. Um eine ausreichende Steifigkeit zu erreichen, werden diese Elemente oftmals seitlich mit Holzwerkstoffen beplankt und/oder es wird die Anordnung von stabförmigen Diagonalen erforderlich. Derzeit werden diese Elemente aber zumeist für die Herstellung von Decken in Wohngebäuden eingesetzt.

3.2 Vom Brett zu Elementen – Die Produktion von BSP- Elementen

Im Zuge der ursprünglichen Idee wurde als Ausgangsmaterial für die Produktion von Brettsperrholz-Elementen (sägerauhe) Bretter aus den Randzonen des Baumstamms herangezogen. Diese sog. „Seitenbretter“ – die Sägewerksbesitzer konnten für dieses Produkt üblicherweise keinen hohen Preis im Verkauf erzielen – weisen im Allgemeinen hohe mechanische Eigenschaften für die Steifigkeit (E-Modul) und die Festigkeit auf.

Mittlerweile wird auf Grund des angestiegenen Produktionsvolumens, aber auch sog. „Säge-Hauptware“, also übliches Schnittholz, für die Produktion verwendet.

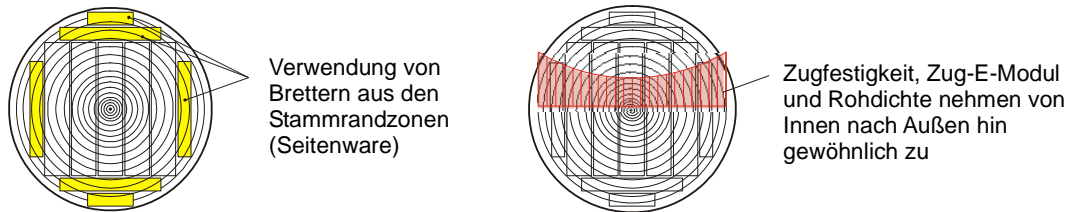


Abb. 6.11 Verwendung von Brettern aus den Stammrandzonen, schematische Verteilung der mechanischen Eigenschaften über den Stammquerschnitt

Die Breite der Einzelbretter von BSP-Elementen reicht üblicherweise von 80 bis 240 mm, Dicken von 10 bis 45 mm (in Abhängigkeit vom Produzenten bis zu 100 mm). Das Verhältnis Breite zur Dicke der Bretter soll bei $b:d = 4:1$ liegen. Gegenwärtig werden hauptsächlich die Nadelholzarten Fichte, Kiefer und evtl. Tanne verarbeitet, in der Zukunft könnten aber auch die Laubholzarten Esche, Buche, u.a. verwendet werden.

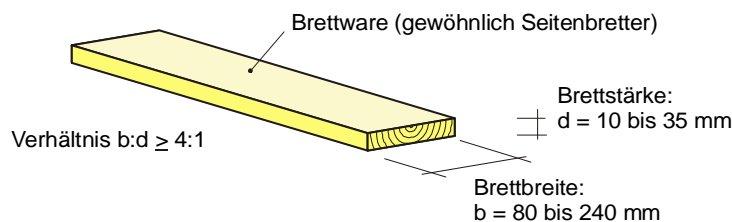


Abb. 6.12 Bretter (vorteilhaft aus den Stammrandzonen) als Grundmaterial für die Produktion von BSP- Elementen

In Abhängig vom Verwendungsbereich (Anwendung, Aktivität) können BSP- Elemente unter Verwendung unterschiedlicher (Sortier-) Festigkeitsklassen der Bretter für die Längs- und die Querlagen aufgebaut werden. Charakteristische Eigenschaften der einzelnen Bretter sind dabei die Zugfestigkeit, der (Zug) E-Modul und die Rohdichte.

Für die äußeren Lagen sollten die Bretter aus entsprechenden Sortierklassen bestehen und ihre Enden mit Keilzinkenverbindungen verbunden werden (es wird empfohlen die Bretter aller Lagen mittels Keilzinkung zu verbinden).

Für die Verklebung der Keilzinken zu Lamellen für lastabtragende Zwecke müssen zugelassene (Typ und Leistungsfähigkeit nach EN 301) Klebstoffe verwendet werden. Üblicherweise werden für die Verklebung Klebstoffe auf Polykondensat- (PU), Phenol- und Melaminharzbasis eingesetzt. In Abhängigkeit von der Nutzungsklasse ist die Einhaltung einer bestimmten Holzfeuchte der Bretter für die Verklebung erforderlich.

Im Zuge des nächsten Produktionsschritts werden die (Brett-) Lamellen (= Bretter + Keilzinkenverbindung) an allen vier Seiten gehobelt. Die Kantenflächen können dabei parallel (üblicherweise), profiliert (Nut und Feder) oder konisch geformt werden.

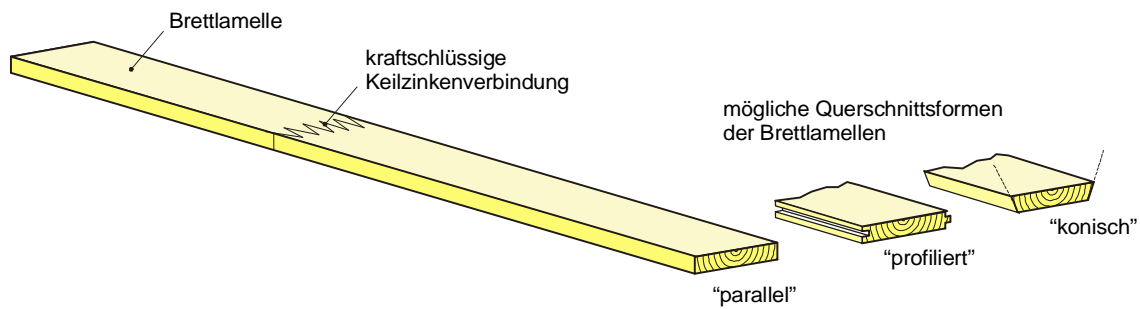


Abb. 6.13 keilgezinkte (Brett-) Lamellen mit parallelen, profilierten oder konischen Kantenflächen

Keilzinkenverbindungen sind nach den Regelungen von EN 385 herzustellen. Die Zielsetzung besteht darin gleich feste Keilzinkungen wie in der Brettschichtholzproduktion herzustellen. Nach EN 1194:1999-09 wird für Lamellenstöße gefordert, dass deren charakteristische Zugfestigkeit um 5 N/mm² höher zu liegen kommen soll, als die charakteristische Zugfestigkeit ($f_{t,0,l,k}$) der Brettware in der jeweiligen Festigkeitsklasse.

Versuchsergebnisse zeigen, dass hinsichtlich der Biegebruchfestigkeit von BSP-Elementen zumindest eine, zum Brettschichtholz äquivalente, Festigkeitsklasse von GL24h erreicht werden kann. Auf Grund der Tatsache, dass einige nebeneinanderliegende Brett lamellen bei Biegung gleichzeitig und –artige beansprucht werden, kann im Rahmen der Bemessung bzw. der Nachweisführung ein sogenannter „Systemeffekt“ berücksichtigt werden. Details und weitere auftretende Effekte, die zur Formulierung eines Tragmodells für BSP-Elemente führten sind in [10] und [11] angeführt.

Im Rahmen des Produktionsprozesses werden im nächsten Schritt Lamellen zu Einschichtplatten verklebt. Um bessere mechanische und bauphysikalische Eigenschaften zu erreichen, aber auch aus ästhetischen Gründen sollten die einzelnen Lamellen an ihren Schmalseiten verklebt werden. Keilzinkenverbindungen in der Längsrichtung benachbarter Lamellen sollen in einem angemessenen Abstand liegen. Nach EN 386:1995 (gültig für die Brettschichtholzproduktion) soll die Entfernung von Keilzinken mindestens ein Drittel der Lamellenbreite eingehalten werden. Als Vorschlag für die BSP-Produktion wird die Einhaltung eines Abstandes einer Brettbreite empfohlen. Die Anwendung einer Seitenverklebung erfolgt mittlerweile bei praktisch allen BSP-Produzenten.

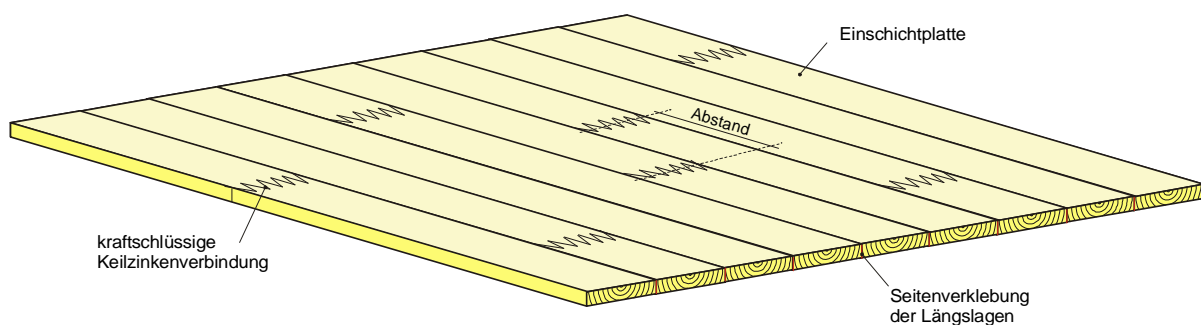


Abb. 6.14 Einschichtplatte mit an ihren Schmalseiten geklebt Lamellen

Die übliche Anordnung der einzelnen Lagen von BSP-Elementen ist orthogonal zueinander. Die (Einzel-) Lagen können aber auch unter einem beliebigen Winkel zueinander (z.B. unter 45°) angeordnet werden. Die quasi-steife Verbindung der Einzellagen wird durch deren vollflächige Verklebung erreicht. Dafür sind eigene Klebstoffverteilungssysteme erforderlich. Weiters sind die Richtlinien bezüglich des Pressdrucks und sonstiger Vorgaben für den jeweils verwendeten Klebstoff (üblicherweise fugenfüllender PU-Klebstoff) einzuhalten.

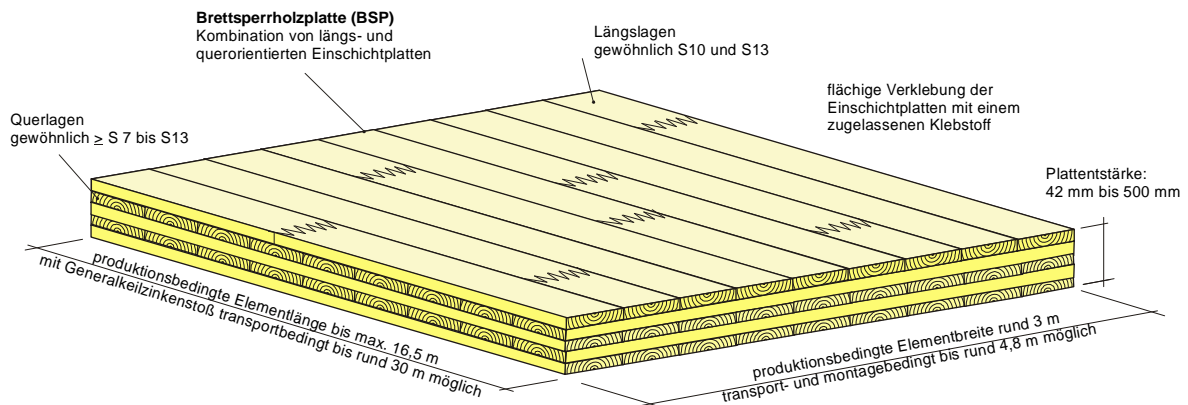


Abb. 6.15 Aufbau eines 5-schichtigen Brettspertholzelementes

Größe und Form der BSP- Elemente sind durch Beschränkungen bezüglich der Produktion, des Transports und der Montagemöglichkeiten gegeben. Derzeit sind, herstellerabhängig, ebene und einfach gekrümmte Elemente mit Abmessungen von bis 16,5 m Länge, 3,0 m Breite und einer Dicke von bis zu 0,5 m standardmäßig am Markt erhältlich. Größere durchlaufende Längen (bis zu 30 m) können durch Generalkeilzinkenverbindungen erreicht werden. Für gekrümmte BSP- Elemente muss die Dicke der Lamellen an den jeweiligen Krümmungsradius angepasst werden. Regelungen dazu sind z.B. in EN 386:1995 (gültig für Brettschichtholz) angegeben.



Abb. 6.16 Ebene und gekrümmte CLT- Elemente im Produktionsprozess

Die Herstellung von BSP-Elementen erlaubt über die anpassbaren Dicken der Längs- und Querlagen eine Optimierung der mechanischen Eigenschaften und der Brandbeständigkeit für die jeweilige Bauaufgabe.

Mit den im Hochbau für die Wand- und Deckenkonstruktionen üblichen drei- bzw. fünflagigen Elementen kann eine Dicke von rund 100 mm (170 mm) erreicht werden. Für Brückendecks sind auch beachtlich dickere Elemente herstellbar.

Derzeit liegen keine Normen für die Produktion von BSP-Elementen vor. Verschiedene Produzenten haben aber mittlerweile europäische und national gültige technische Zulassungen für ihre Produkte. Für die Nachweisführung sind in einigen Normen Regelungen enthalten, die auf BSP-Elemente angewendet werden können. Im Allgemeinen ist die Anwendung von BSP-Elementen auf die Nutzungsklassen 1 und 2 nach EN 1995-1-1 begrenzt.

BSP-Elemente sind als industriell erzeugte „Rohware“ in nicht sichtbarer Qualität der Oberflächen erhältlich. Werden Oberflächen in Sichtqualität verlangt können mehrere Produkte (z.B. Holzwerkstoffe) mit und ohne Mitwirkung an der Lastabtragung auf den äußersten Lagen aufgebracht werden.

Die äußersten, lastabtragenden Elemente in Sichtqualität sollten auf Grund der Beibehaltung der Symmetrie der BSP-Elemente beidseits des Querschnittes angewandt werden. Materialien für diese Ebenen können z.B. Nut-und-Feder Profilbretter, Drei- und Mehrschichtplatten, Furnierschichtholz (LVL) und OSB sein.

Für die äußersten Lagen in Nicht-Sicht-Qualität können die erforderlichen Eigenschaften bezüglich Sichtqualität, Brandbeständigkeit und Schallschutz beliebig abgestimmt werden. Diese Lagen können ein- oder beidseitig mittels Schrauben, Nägel oder durch Verklebung mit den BSP-Elementen verbunden werden. Abgesehen von den bereits oben erwähnten Baustoffen können Faser- und Gipskartonplatten für diese Aufgabe herangezogen werden.

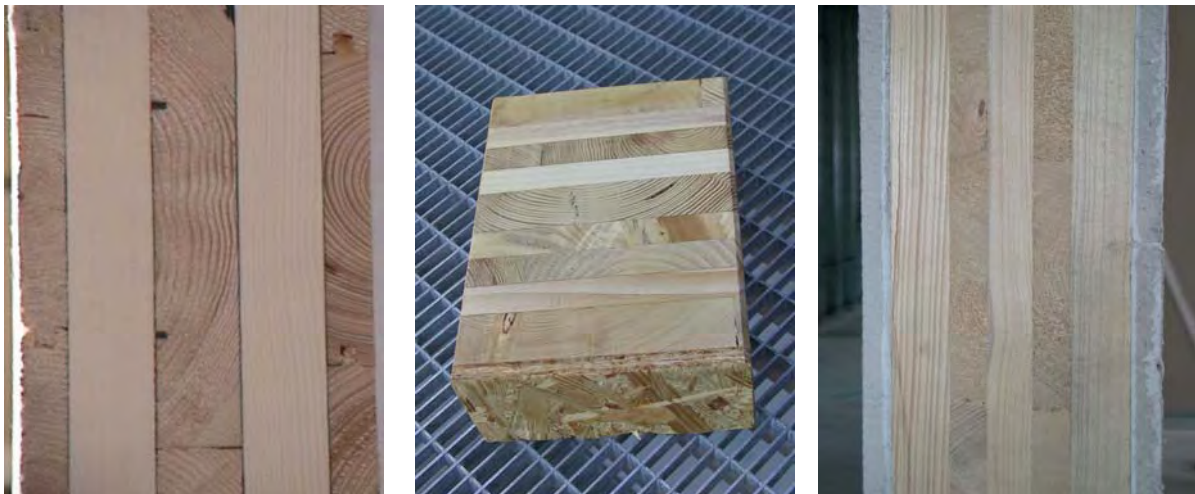


Abb. 6.17 Unterschiedliche Decklagen für BSP- Elemente
(Nut und Feder-Profilbretter, OSB und Gipskartonplatten)

Das komplexe Tragverhalten der Querlagen wird in praxisnahen Nachweisen im Allgemeinen auf einen einfachen Schubnachweis eines „ideellen“ Balkens reduziert. Die dabei verwendeten Modelle basieren im Allgemeinen auf der Berücksichtigung auf homogener Einzellagen, die durch ihre Dicke und deren Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften charakterisiert werden.

Schubspannung, die zu Spannungen und Verzerrungen in Flächen rechtwinklig zur Faserrichtung führen werden als „Rollschubspannungen“ bezeichnet (z.B. in DIN 1052:2004).

Aus an BSP-Elementen durchgeführten Biegeversuchen mit einem beabsichtigten Schubversagen ist bekannt, dass das Versagen und der Versagensmechanismus innerhalb der Querlagen ausgelöst wird. Aus der Analyse des Versagensmechanismus ist ersichtlich, dass eine Kombination zweier Versagensformen – „Aufkanten“ der Querlagen und „Abrollen“ entlang der Frühholzzonen – für das Auslösen des Versagens verantwortlich sind. In der nachfolgenden Abbildung sind diese Effekte dargestellt.

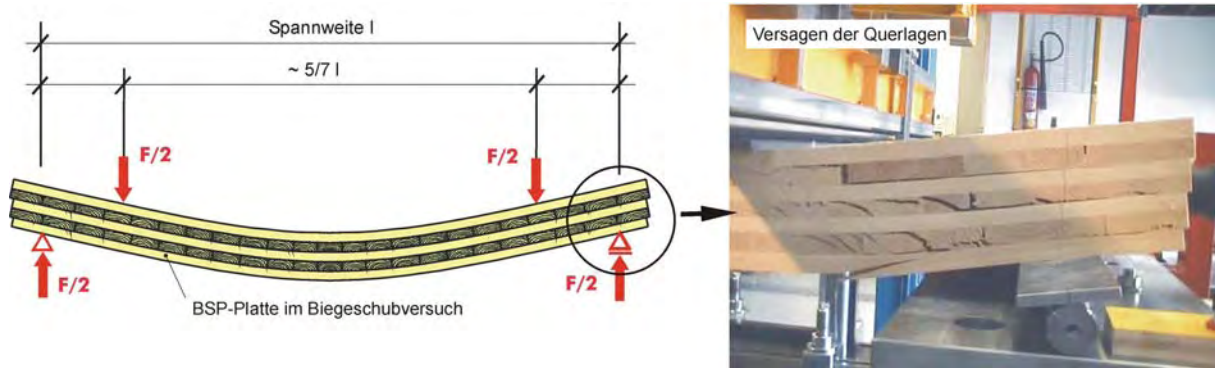


Abb. 6.19 Versagen in der Querlage eines BSP-Elements bei einem Biegeversuch (Elemente ohne Seitenverklebung der Brettlamellen)

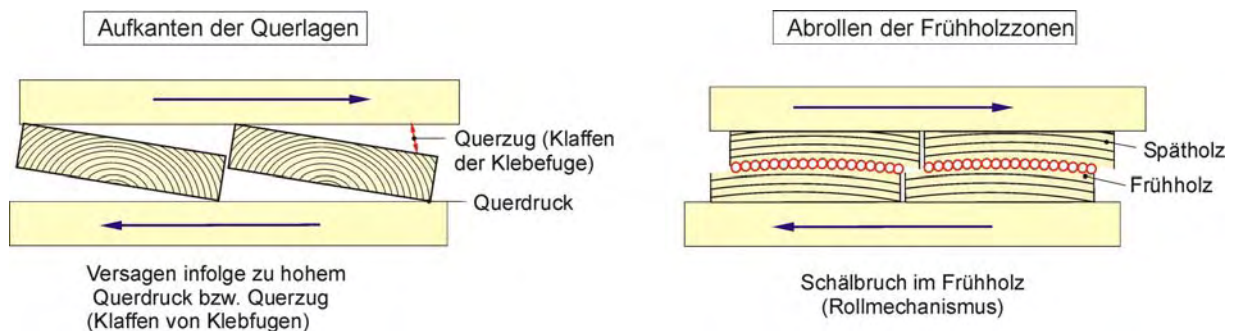


Abb. 6.20 Versagensmechanismen innerhalb der Querlagen eines BSP- Elementes (makroskopisch)

Eine durchgeführte numerische Analyse zeigt, dass der „Rollschubmodul“ (Schubsteifigkeit bei einer Beanspruchung in einer Ebene rechtwinklig zur Faserrichtung) kein Materialparameter ist, sondern eine „verschmierte“ Schubsteifigkeit darstellt, die von

mehreren Strukturparametern des Holzes (mechanischen-, geometrischen- und Größenmerkmalen, aber auch von Produktionsmerkmalen) abhängig ist.

In der nachfolgenden Tabelle werden die hauptbeeinflussenden Parameter auf die „Rollschub“-Eigenschaften angeführt. Zusätzlich zu den genannten sind die verwendeten Holzarten und die Festigkeitsklassen der Bretter beeinflussende Parameter.

„Rollschub“-Eigenschaften beeinflussende Parameter	positiv negativ
Brettabmessungen der Querlagen	
Lage der Bretter im Stamm	
Jahringbreite und Rohdichte (Anteil Frühholz : Spätholz)	
Herstellung, Pressdruck, Klebstofftyp	
Art der Beanspruchung	

Tab. 6.3 erhöhende bzw. vermindernde Faktoren auf die „Rollschub“-Eigenschaften

Es ist zu erwähnen, dass in Richtlinien und unterschiedlichen Normen die charakteristischen Baustoffkennwerte für die „Rollschub“-Eigenschaften mit zum Teil deutlich unterschiedlichen Größenordnungen angegeben werden. Im Zuge der Bemessung von Bauteilen sollten die verwendeten Kennwerte daher sorgfältig festgelegt bzw. Werte aus Versuchen verwendet werden.

3.4 Nachweisverfahren und Normen

Wie bereits erwähnt, liegen derzeit keine einheitlichen Normen bzw. Bestimmungen für die Produktion und die Anwendung von BSP-Element im Rahmen der europäischen und der meisten nationalen Normenwerke vor. Lediglich DIN 1052:2004 enthält Festlegungen für diese Produkte. Für einige Produzenten sind die für die Produktion und Herstellung von BSP-Elemente einzuhaltenden Bestimmungen in z.T. europäischen bzw. national gültigen technischen Zulassungen geregelt.

Die mechanischen Eigenschaften von BSP-Elementen können auf Grundlage der Eigenschaften (E-Modul, Festigkeit, Rohdichte,...) der einzelnen Brettlagen bzw. Bretter ermittelt werden. Ein Tragmodell für biegebeanspruchte BSP-Elemente, ähnlich dem „Trägermodell“ für Brettschichtholz, unter Berücksichtigung unterschiedlichster Einflussfaktoren, wurde in [10] veröffentlicht.

Für die näherungsweise, in der Praxis jedoch zumeist ausreichende, Spannungsermittlung der einzelnen Lagen von Platten kann im Allgemeinen die Gültigkeit eines starren Verbundverhaltens vorausgesetzt werden. Dieses Modell erreicht eine ausreichende Genauigkeit in der Spannungsermittlung der Einzellagen. Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist die Schubnachgiebigkeit der Querlagen zu berücksichtigen. Für eine näherungsweise Ermittlung der Durchbiegung sollte der unter Berücksichtigung des Querschnittsaufbaues und des starren Verbundverhaltens (effektives Trägheitsmoment) ermittelte elastische Durchbiegungswert um rund 20 % vergrößert werden. Einflüsse aus Kriechen usw. sind gesondert zu berücksichtigen (siehe z.B. [11]). Für eine genauere Nachweisführung stehen verfeinerte Modelle zur Verfügung, die die Schubnachgiebigkeit der Querlagen berücksichtigen.

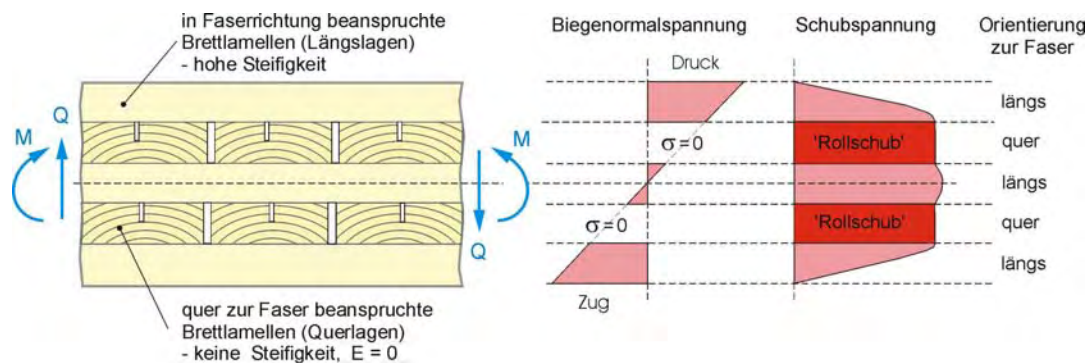


Abb. 6.21 Spannungsverteilung in einem BSP- Plattenelements ohne Seitenverklebung der Brettlagen unter Momenten- und Querkraftbeanspruchung

Für plattenförmige beanspruchte Bauteile die mit einer „starr“ Verbundfuge zwischen den einzelnen Lagen (bestehend aus Brettern, Furnieren und Spänen) aufgebaut werden – wie z.B. BSP-Elementen – ist, wie bereits erwähnt in DIN 1052:2004 ein Modell angeführt, dass auf Basis klassischer Methoden der Festigkeitslehre beruht. Diese Methode beinhaltet auch die Schubnachgiebigkeit der Querlagen (Schubanalogieverfahren).

Im Folgenden wird eine Zusammenfassung mit den wesentlichen Grundannahmen bei der Berechnung bzw. Nachweisführung von BSP-Elementen angeführt:

- Ebene Flächen dürfen für Lasten in der Ebene als Scheiben und für Lasten rechtwinklig zur Ebene als Platten oder Trägerroste berechnet werden

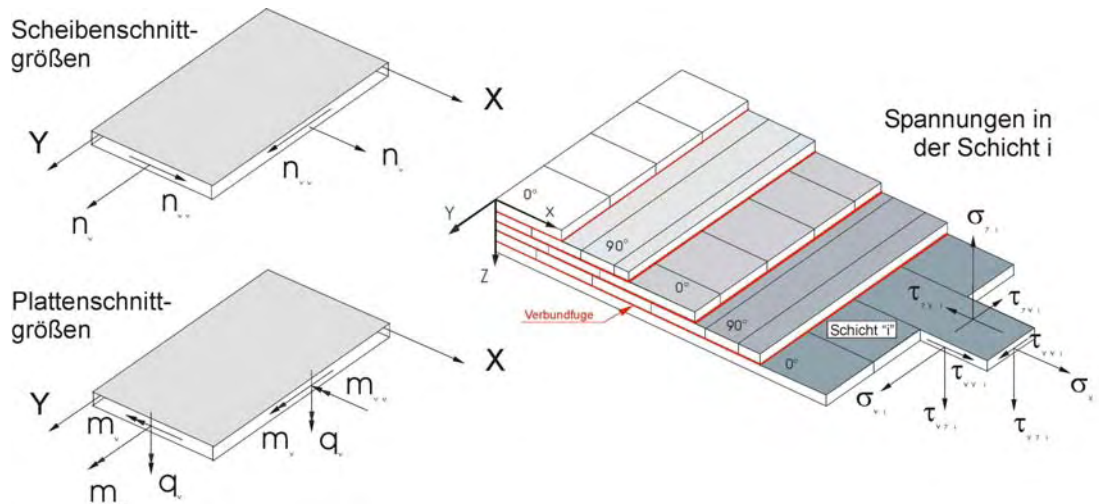


Abb. 6.22 Bezeichnung der Schnittgrößen von Platten und Scheiben, sowie Spannungen in der Schicht (Lage) i

- Steifigkeits- und Spannungswerte sind nach der Verbundtheorie mit starrem Verbund zu berechnen (Mittelfläche = Bezugsfläche). Beanspruchungen rechtwinklig zur Faserrichtung (Querdruck und Querzug), sowie Rollschub sind zu beachten.
- Die Steifigkeitswerte sind in Richtung der Hauptachsen unter Berücksichtigung des Querschnittsaufbaues zu ermitteln. Bei „Mann-an-Mann“ angeordneten Brettern, die an der Schmalseite nicht miteinander verklebt sind, ist der Elastizitätsmodul rechtwinklig zur Faserrichtung gleich Null zu setzen.
- Die Einflüsse der Schubverformungen (der Querlagen) sind zu berücksichtigen.

3.5 Modellierung von als Platte beanspruchten BSP-Elementen

In Abhängigkeit vom Querschnittsaufbau, dem Längen-zu-Breiten-Verhältnis ($l:b$) und den Lagerungsbedingungen können Einwirkungen (Lasten) über einfache oder zweiachsige Biege Wirkung abgetragen werden. Abhängig von den Randbedingungen der Auflagerung werden BSP-Plattenelemente üblicherweise als Einfeld- oder Durchlaufträger mit einachsiger Biegung (1 m-„Balkenstreifen“) bemessen. Wird eine zweiachsige Lastabtragung angestrebt bzw. in der Modellierung angenommen muss der Verbindungstyp der Plattenränder (meistens einfache Überlappungsstöße, die Gelenkverbindung modelliert) und die Öffnungen entsprechend ausgebildet bzw. berücksichtigt werden.

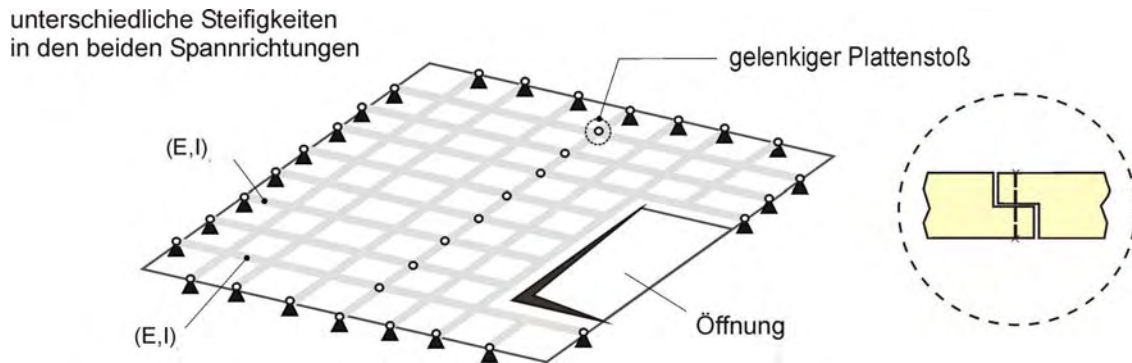


Abb. 6.23 Modellbildung einer zweiachsig lastabtragenden Deckenplatte mit Hilfe eines Trägerrostmodells (unter Berücksichtigung eines Plattenstoßes und einer Öffnung)

Massive CLT-Böden sind normalerweise als steife Scheiben zu betrachten (wenn Lasten auf die Fläche aufgebracht werden), welche zur Ableitung horizontaler Lasten berücksichtigt werden können (von Windangriff, Erdbeben, etc.). Mit der Beachtung der geläufigen Konstruktionsregeln sind keine Nachweise dieser Belastungen nötig.

Für den Nachweisvorgang der Gebrauchstauglichkeit müssen die Schubdeformationen notwendigerweise infolge der geringen Werte der „Rollschub“ Module ($G_{90,mean} \sim 50 \text{ N/mm}^2$) berücksichtigt werden.

Um unangenehme dynamische Deformationseffekte infolge ständiger Einwirkungen (ohne dem Einfluss von Kriecheffekten) zu vermeiden, müssen diese auf 5 mm begrenzt werden. Wenn dieses nicht garantiert werden kann, müssen genauere Untersuchungen (z.B. mit FEM) durchgeführt werden.

3.6 Modellierung von als Scheibe beanspruchten BSP-Elementen

Für die Modellbildung von Wandscheiben aus BSP- Elementen kann näherungsweise ein Fachwerk- oder auch ein Rahmenmodell verwendet werden (Abb. 6.25). Für detaillierte Untersuchungen können auch Finite-Elemente-Modelle verwendet werden.

Für die Bemessung bzw. Nachweisführung von Tür- und Fensterstürzen, sowie für Wandsäulen sind geeignete Balkenmodelle zu entwickeln. Ein einfaches Modell für eine „gelenkig“ angenommene (schmale) Wandsäule und einen „steif“ gelagerten Wandteil, sowie zum Nachweis der Tür- und Fensterstürze ist in Abb. 6.26 dargestellt.

Das Knickverhalten von Wänden ist neben der Schlankheit (Parameter: Knicklänge, effektives Trägheitsmoment) auch von der Lasteinleitung der Druckkräfte (Krafteinleitung zentrisch oder mit Exzentrizität, z.B. versetztes oder verdrehtes Deckenaufleger) abhängig. In mehrgeschossigen Gebäuden sind unter Umständen Wandteile über die ganze Gebäudehöhe zu berücksichtigen. Das Knickverhalten der gesamten Wand (z.B. entkoppelte Wand eines Stiegenhauses) in mehrgeschossigen Gebäuden braucht dabei, infolge der hohen Steifigkeit der Geschoßdecken, nur über eine Geschoßhöhe reichend angesetzt werden. Kraftschlüssige Verbindungen mit querlaufenden (aussteifenden) Wandscheiben steigern die (Knick-) Tragfähigkeit der nachzuweisenden Wand (Abb. 6.27).

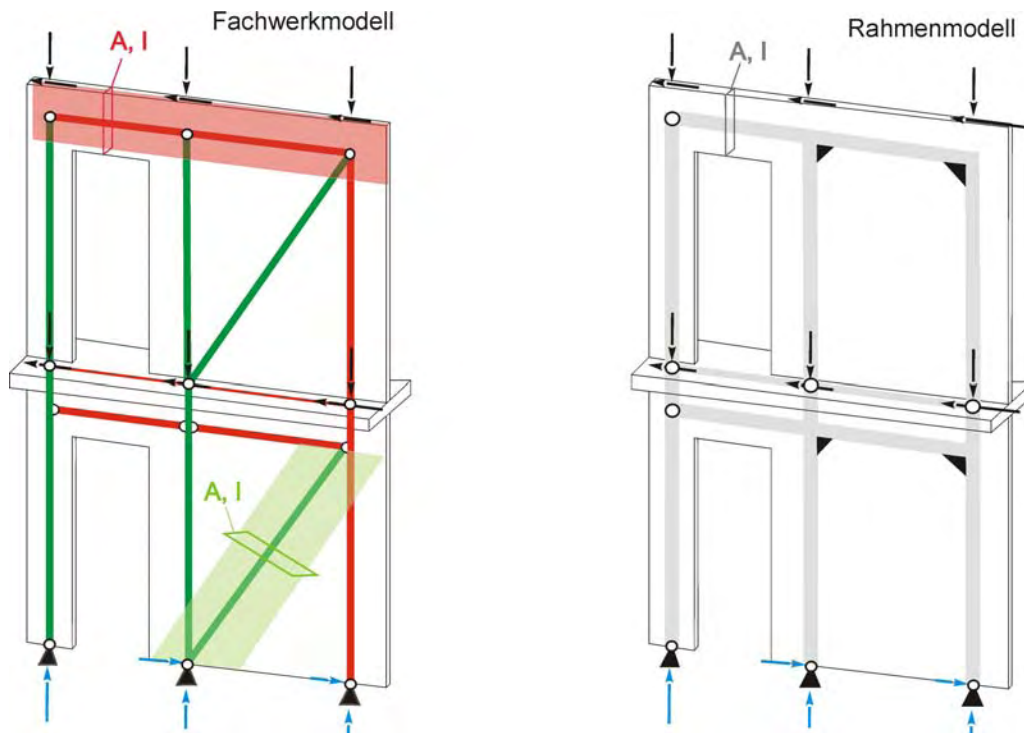


Abb. 6.24 Modellierung einer zweigeschossigen, durch Vertikal und Horizontalkräfte beanspruchten Wandscheibe als Fachwerk- bzw. Rahmenmodell

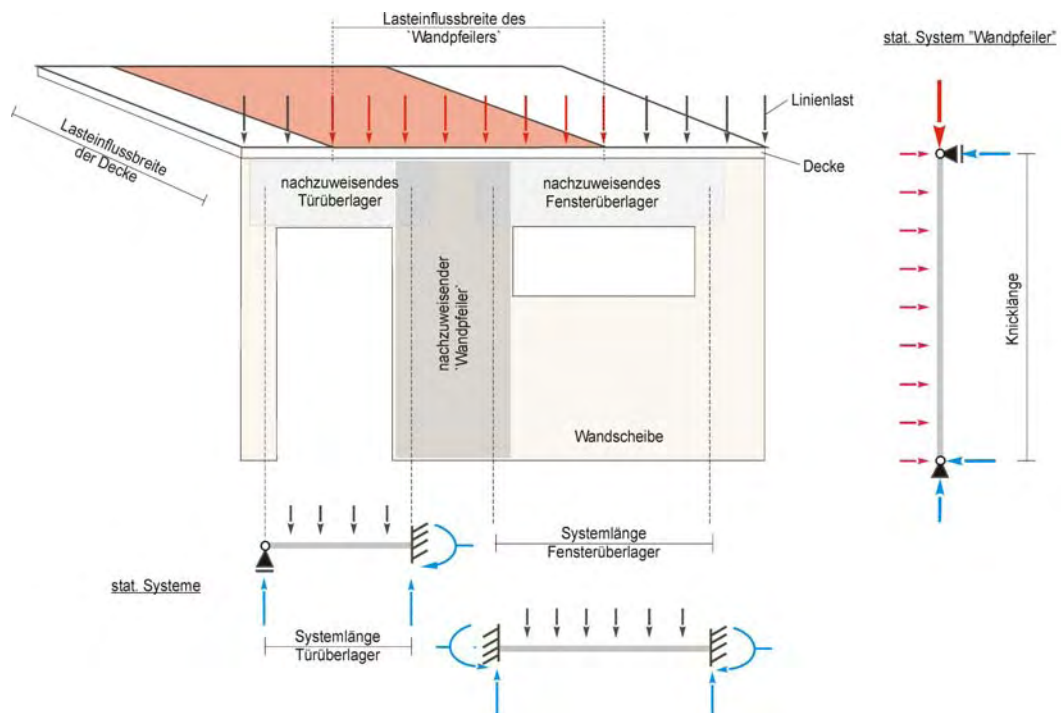


Abb. 6.25 Ingenieurmäßige Modellbildung einer auf Normalkraft und Biegung beanspruchten Außenwand unter Berücksichtigung von Tür- und Fensteröffnungen

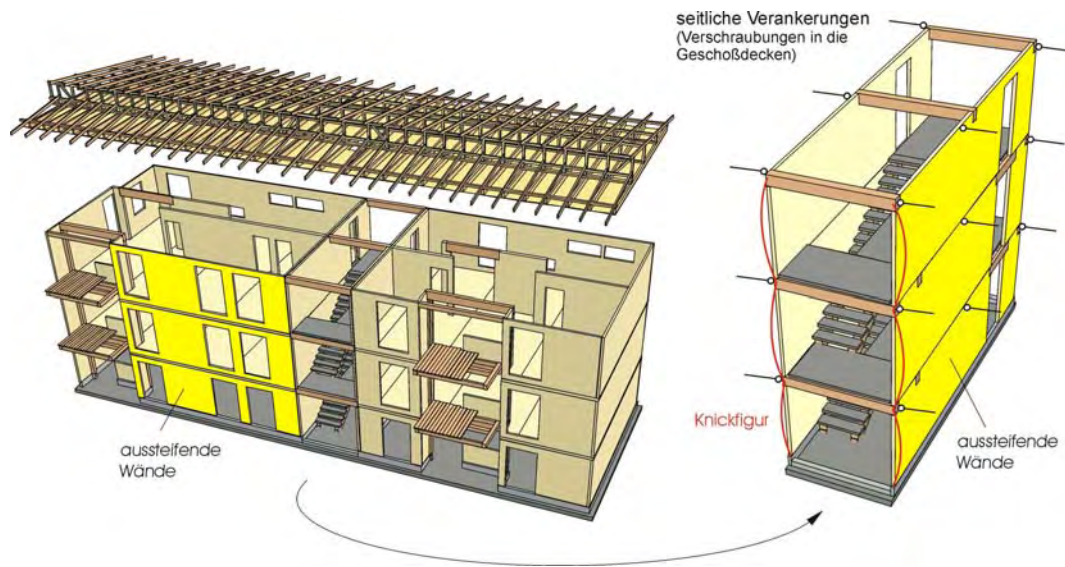


Abb. 6.26 Modellbildung für eine herausgelöste Tragstruktur eines vom restlichen Bauwerk teilweise entkoppelten Stiegenhauses

3.7 Modellierung von Verbindungen für BSP-Elemente

Die Modellierung von Verbindungen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss unter Beachtung des Querschnittsaufbaues der BSP-Elemente, wie z.B. bei BSP-Elementen ohne Seitenverklebung erfolgen.

Für die Modellierung der Verbindungen sind entsprechende Lastabtragungsmodelle für die eingesetzten Verbindungsmittel (z.B. selbstbohrende (Holz-) Schrauben, eingeklebter Gewindestangen, Bolzen, usw.) zu entwickeln.

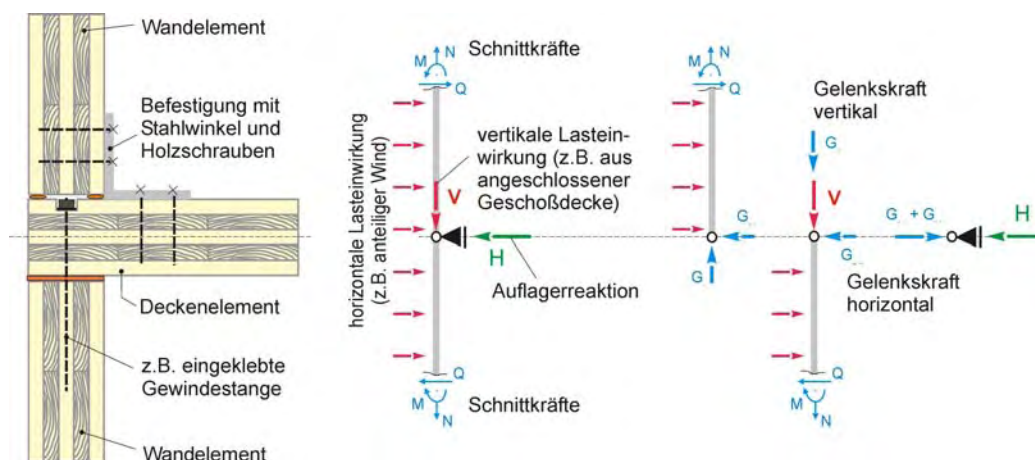


Abb. 6.27 Ingenieurmäßige Modellierung des Wand-Decken-Wand Anschlusses mit einem vertikal verschieblichen Auflager

3.8 Anwendung von BSP- Elementen im ein- und mehrgeschossigen Wohnbau

3.8.1 Allgemeines

Die Holz-Massivbauweise unter Verwendung von BSP- Elementen ist durch die lastabtragende Verwendung von großflächigen, massiven und zumeist mehrschichtig aufgebauten Elementen charakterisiert. Wegen ihrer, im Vergleich zur Dicke, großen Breiten- und Längen-Abmessungen können die dafür verwendeten Bauteile als Flächentragwerke (Schieben, Platten bzw. auch Falwerke) bzw. als 2D-Elemente betrachtet werden.

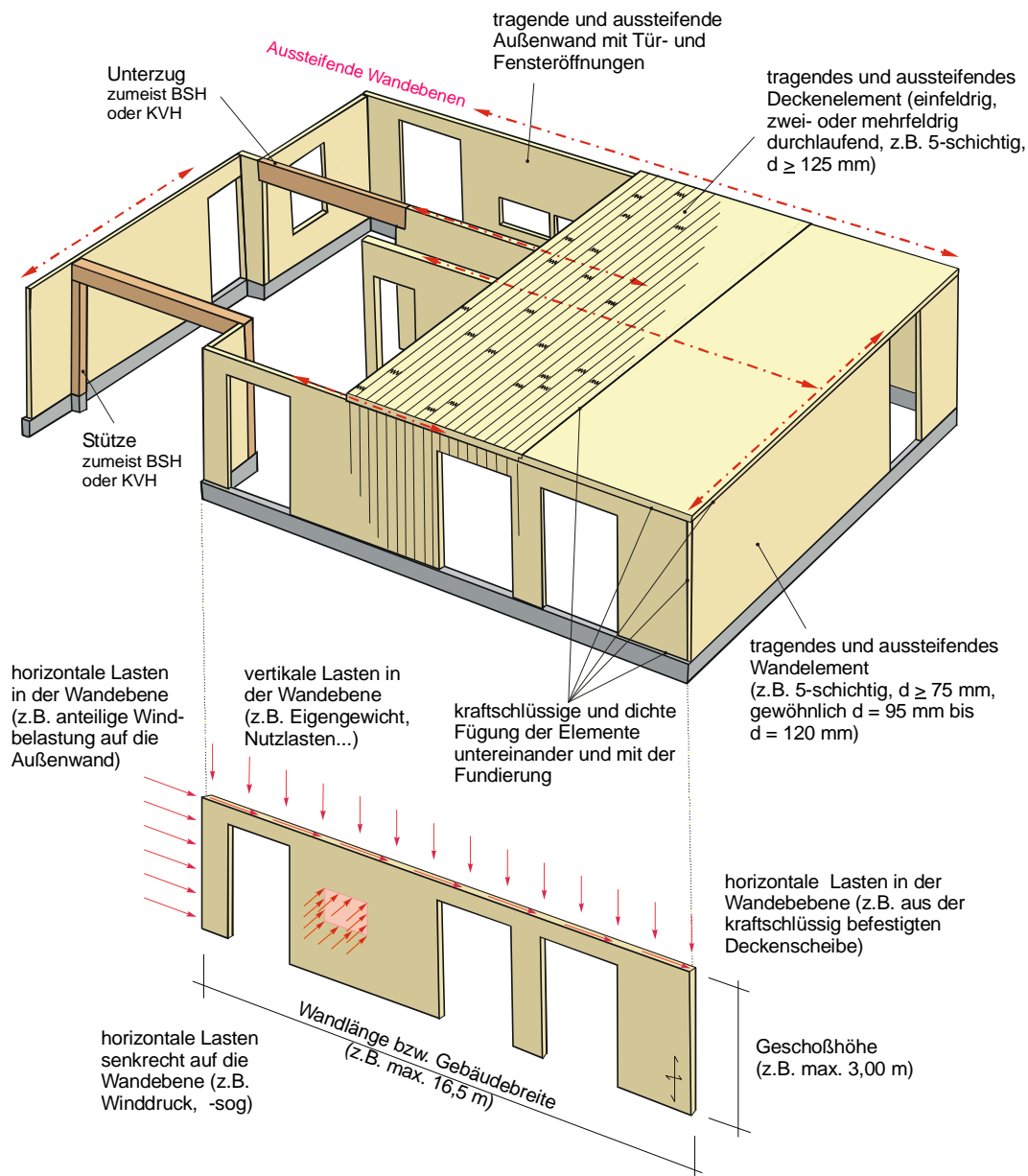


Abb. 6.28 Einsatz von tragenden und aussteifenden BSP-Elementen und Einwirkungen auf ein flächenhaftes, üblicherweise 5-schichtig aufgebautes BSP-Wandelementes

Abhängig von ihrer Belastungssituation wirken BSP- Elemente als Scheiben oder als Platten. Durch entsprechende Querschnittsanpassung – im Allgemeinen aus orthogonalen Lagen – kann eine Tragfähigkeit in Längs- bzw. Querrichtung erreicht werden. Abhängig vom Aufbau des Querschnitts kann auch eine querverteilende Wirkung der Elemente, z.B. für die Einleitung einer Einzelkraft, erzielt werden.

Die vielfältigen Möglichkeiten der Anwendung von BSP- Elementen für Wohngebäude und mehrgeschossige Wohnbauten infolge der Variabilität der Produkte und Bauteile werden im folgenden Abschnitt an Hand einiger erfolgreich errichteter Gebäude dargestellt. Die Anwendung ist dabei nicht nur auf großformatige Außen- und der Innenwände, Dächer und Decken begrenzt, sondern kann auch in Kombination mit stabförmigen Elementen, wie Überzügen, Stützen, verrippten Platten, usw. erfolgen.

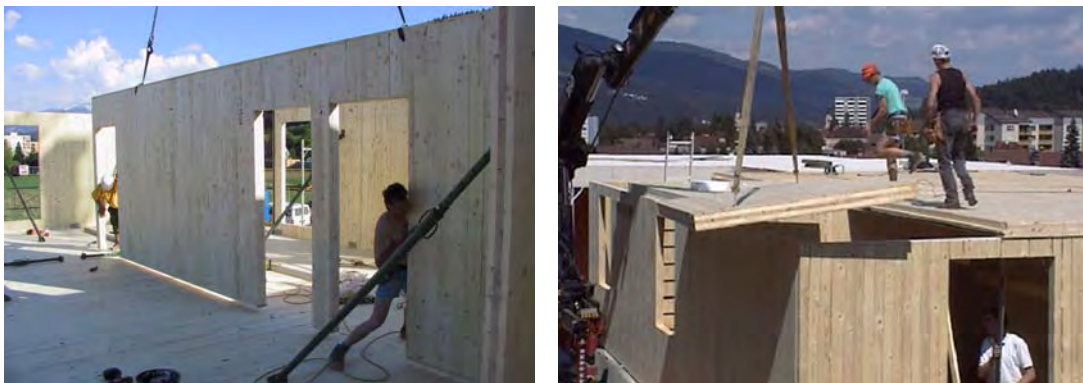


Abb. 6.29 Rohbau: Versetzen von Wänden, Einheben von Decken



Abb. 6.30 Tragende Wandscheiben in mehrgeschossigen Gebäuden, Decke mit Öffnungen

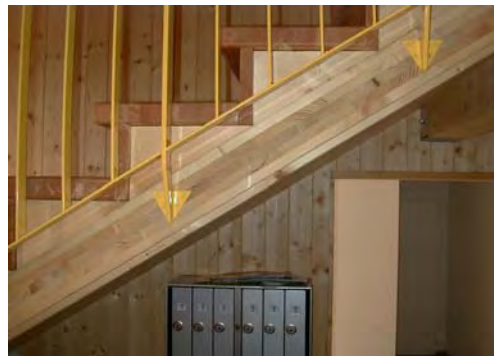


Abb. 6.31 Laufplatte einer Stiege

Wände mit Fenster- und Türöffnungen, Decken mit Stiegenhausöffnungen und Durchbrüche für Dachelemente (z.B. für Lichtkuppeln) sind meistens ohne zusätzlichen baulichen Aufwand, wie z.B. lokale Verstärkungsmaßnahmen bei Umbaumaßnahmen realisierbar. Abhängig von der Größe der Fenster- und der Türöffnungen ist es möglich diese ohne zusätzliche Maßnahmen mit der darüberliegenden Deckenplatte zu überspannen.

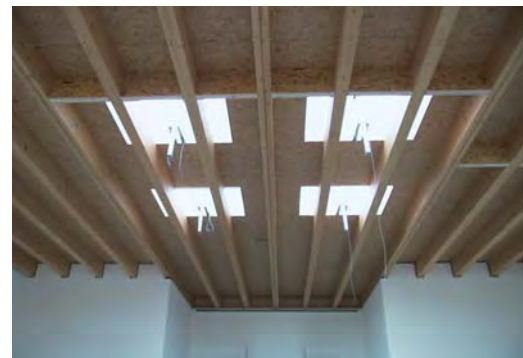
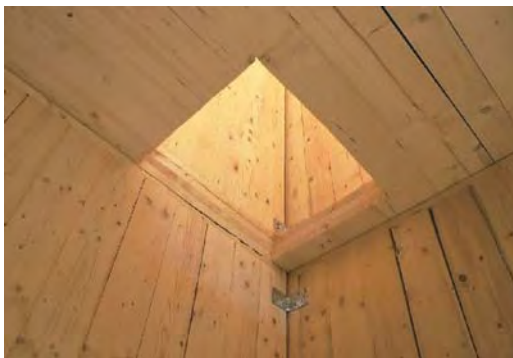


Abb. 6.32 Kamindurchbruch und verrippte BSP- Deckenelemente mit Lichtkuppeln

Weiters erlaubt die Verwendung von BSP- Elementen die Ausbildung freitragender und/oder punktförmige gelagerter Balkone und Überdachungsbauteile, sowie Vorbauten auf allen Seiten des Gebäudes.



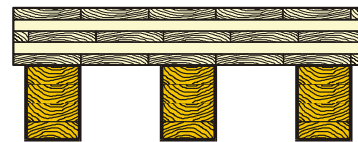
Abb. 6.33 Freitragende und punktgelagerte Balkonplatten

Erfahrungsgemäß ist, für die Verwendung als Deckenbauteil in einem mehrgeschossigen Wohnbau (bis zu 3 Geschossen) mit den üblichen Spannweiten, die Dicke eines 5-schichtigen BSP-Elementes mit rund 95 mm ausreichend. Die Mindestdicke für lastabtragende, massive Wandelemente ist von der Spannweite und den verwendeten Produkten abhängig. Im Allgemeinen wird für die Mindestdicke ein Wert von nicht unter als 75 mm empfohlen.

Abhängig vom Element und der Deckenanordnung, dem Eigengewicht und der Nutzlast, können Spannweiten zwischen 4,0 und 5,0 m mit 5-lagigen Deckenelementen ($d = 125$ mm bis zu 160 mm) wirtschaftlich realisiert werden. Für größere Deckenspannweiten und höhere Wandelemente ohne Zwischenstützung können verrippte Platten mit aufgeklebten Brettschichtholzträgern oder Kastenquerschnitt mit BSH-Stegen verwendet werden.



Rippenplatte,
BSP, 5-s + BSH (BS11 bis BS18)



Kastenquerschnitt,
BSP, 3-s + BSH (BS11 bis BS18) + BSP 3-s

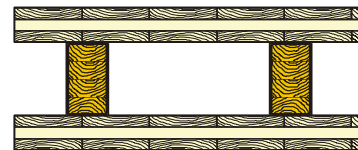


Abb. 6.34 Aus BSP- Elementen aufgebaute Rippenplatte und Kastenquerschnitt

Massive Wände, Decken- und Dachelemente können exakt und individuell nach Plan, meist in Verbindung mit standardisierten und einfachen Verbindungstechniken, errichtet werden. Kostspieliges Ausrichtung und Anpassungen auf der Baustelle können deshalb entfallen. Dämmstoffe, Schalungen und Fassadenelemente können einfach angebracht und schnell auf den BSP- Elementen montiert werden

Eine Kombination bzw. Ankoppelung mit anderen Tragsystemen (z.B. Mauerwerksbauteilen) lässt sich einfach hergestellt.

3.8.2 Realisierung von aussteifenden Wandscheiben

Die Aussteifung von Gebäuden, die aus BSP-Bauteilen errichtet wurden, wird mit Hilfe von (massiven) Wandscheiben in Kombination mit den Deckenbauteilen erreicht, wodurch eine steife in allen drei Richtungen des Raumes lastabtragende Struktur aufgebaut werden kann. Im Allgemeinen sind dabei gesonderte Aussteifungsverbände (aus stabförmigen Bauteilen) nicht erforderlich. Für horizontal beanspruchte Wandscheiben wird dabei eine kraftschlüssige Verbindung mit den Deckenbauteilen vorausgesetzt. Die erforderliche Anzahl von Wandscheiben und ihren Lage im Gebäude wird bestimmt durch die Geometrie des Gebäudes, den Querschnitt der Bauteile, die Geometrie der einzelnen Wandscheiben und die Art und Größe der horizontalen Belastungen (Einwirkungen durch Erdbeben, Wind, usw.).

Für die Ableitung der horizontalen Lasten ist, neben dem Verbindungsmitteltyp, im speziellen die unbeeinflusste Länge der jeweiligen Wandscheiben (Längen : Höhen – Verhältnis der Wand) maßgebend. Große Wandöffnungen, z.B. für Fenster und Türen, die die vertikale und /oder horizontale Lastabtragung unterbrechen, stören die Scheibentragwirkung der Wand.

Massive Wandscheiben sind im Allgemeinen steifer als jene der Holz-Leichtbauweise. Auf Grund dessen kann die Anzahl und Länge der Wandscheiben signifikant reduziert werden.

3.8.3 Brandschutzaspekte für das Bauen mit BSP- Elementen

BSP-Elemente bestehen aus unterschiedlichen Lagen, die aus dem organischen Material Holz hergestellt werden, das bekanntlicherweise brennbar ist. Trotz dieser Tatsache, kann das Verhalten von BSP- Elementen im Brandfall als sehr gut eingestuft werden. Dies ist der Fall, weil die im Querschnitt zu äußerst liegenden, bereits abgebrannten Schichten eine wärmedämmende Schicht (sog. „Pyrolyseschicht“) aufbauen, sodass der Temperaturanstieg in weiteren, noch nicht abgebrannten Querschnittsbereichen der Holzbauteile wirksam nur unwesentlich ist. Als Konsequenz erhöht sich die Temperatur in den brandbeanspruchten Bauteilen wesentlich langsamer und der Abbrand wird verzögert. Die Abnahme der Tragfähigkeit wird somit im Wesentlichen durch die Verringerung der Querschnittsabmessungen des brandbeanspruchten Holzbauteiles bewirkt.

Im Unterschied zum Voll- und Brettschichtholz ist die Abbrandrate wegen der möglicherweise auftretenden Fugen zwischen den Brettern der einzelnen BSP-Lagen höher. Weiters kann die äußerste Lage abbrennen bzw. bei zu dünner verbleibender Dicke abplatzen, was zu einer zunehmenden Abbrandrate der BSP- Elemente bzw. durch den Verlust einer Lage zu einer wesentlichen Reduktion der Tragfähigkeit des Restquerschnittes führt.

Im Rahmen des Bemessungsvorganges ist der Ausfall der äußersten Brettlage zu berücksichtigen, d.h., dass für ein 5-lagiges BSP-Element im Fall einer 30 minütigen Feuerbelastung zumindest eine Lage abgebrannt. Ein 5-lagiges Element mit üblicher Schichtdicke und drei Lagen in Längs- bzw. zwei Lagen in Querrichtung wird deshalb, nach einer rund 30 minütigen Brandeinwirkung auf ein 3-lagiges Element reduziert. Dieser Querschnitt bleibt für rund 30 weitere Minuten erhalten bis die nächste Längslage einer Brandeinwirkung ausgesetzt ist.

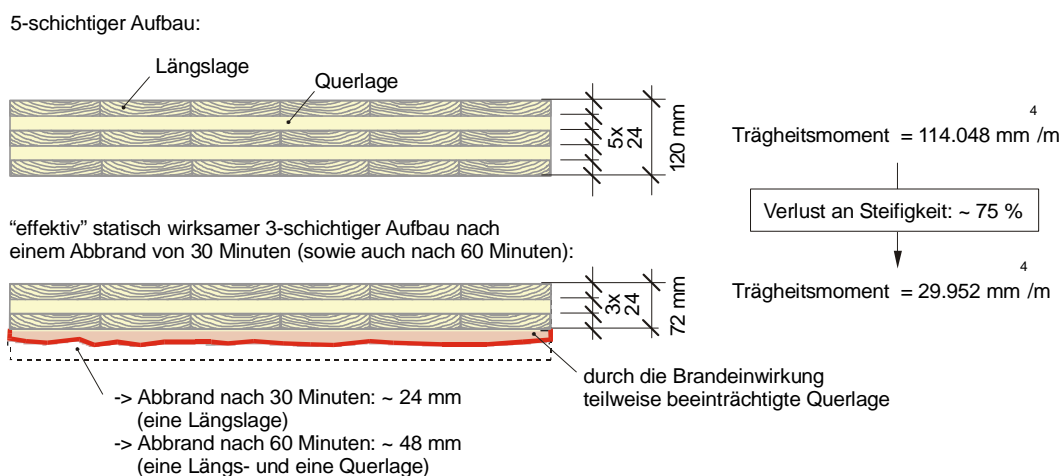


Abb. 6.35 Steifigkeits- bzw. Tragfähigkeitsverlust eines einseitig brandbeanspruchten BSP- Elements

Wie durchgeführte Versuche an einem 120 mm dicken, 5-lagigen BSP-Deckenelementen gezeigt haben kann diese ohne Probleme eine Brandwiderstandsdauer von 60 Minuten erreichen ohne die Tragfähigkeit im Brandfall zu unterschreiten. Mit einem definierten Aufbau (z.B. der äußersten Lage) und/oder einer Verkleidung des BSP- Elements mit zusätzlichen Bauteilen (z.B. Gipskartonplatten) kann somit auch eine wesentlich längere Brandwiderstandsdauer erreicht werden.

3.9 Verbindungstechnik für BSP- Elemente

3.9.1 Allgemeines

Durch die Anwendung von großformatigen Bauteilen bei der Holz-Massivbauweise entstehen nur wenige Kontaktfugen bzw. Stöße. Diese können unterteilt werden in Wand-Wand, Wand-Fundament, Wand-Decken und Wand-Decke-Wand Kontaktfugen unterteilt werden. Die aus bauphysikalischen Gründen äußerst wichtige kraftschlüssig ausgeführte und dichte Verbindung der einzelnen, großformatigen BSP-Elemente wird im Allgemeinen mittels (konventioneller) mechanischer Befestigungssysteme erreicht.

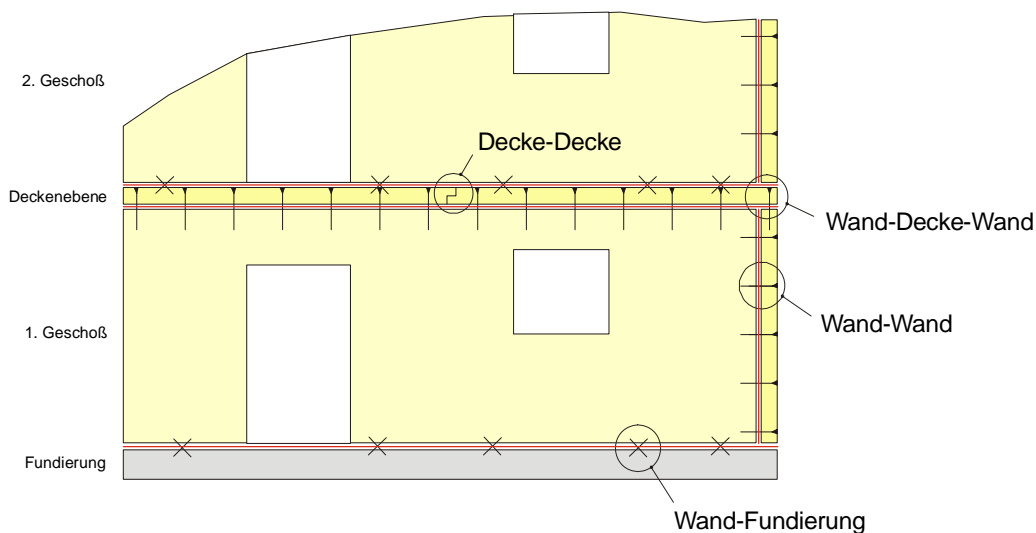


Abb. 6.36 Lage von Kontaktfugen in Wohnbauten

Die Ausbildung der Verbindungen von BSP- Elementen in den angeführten Bereichen und der Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit, wird üblicherweise durch mit bekannten Verbindungsmittelsystemen des Holzbaues in einzelnen Punkten erreicht. Die dabei verwendeten Verbindungsmittel sind z.B. selbstbohrende (Vollgewinde-) Holzschrauben, ins Holz eingeklebte Gewindestangen, Stabdübel und Bolzen. Zusätzlich können Verbindungsmittelsysteme mit vorliegenden technischen Zulassungen verwendet werden.

An den Wand-Decken- und Wand-Fundament-Kontaktfugen treten im Allgemeinen Druckspannungen infolge des Eigengewichts der Tragstruktur auf. Nur für wenige Belastungssituationen mit geringen Druckkräften – z.B. in (temporären) Montagefällen und/oder bestimmter Abmessungen der Bauteile – können abhebende Kräfte in den Kontaktfugen auftreten. Diese Zugkräfte müssen durch entsprechend ausgebildete Verbindungen abgetragen, und statisch-konstruktiv nachgewiesen werden.



Bei der Anordnung dieser Verbindungen und im Zuge der Nachweisführung ist der Aufbau der Querschnitt des BSP-Elementes zu berücksichtigen. Dabei gilt es zu beachten, dass

- die Lage des Verbindungsmittels ist von der jeweiligen BSP-Oberfläche der Elemente (z.B. Hirnholz, Seitenflächen) abhängig und ist entsprechend zu berücksichtigen,
- die normativen Regelungen für die jeweiligen Mindestabstände, Einbindelängen, das Vorbohren, usw. für die jeweils verwendeten Verbindungsmittel unter Berücksichtigung des Kraft-Faser-Winkels und anderer beeinflussender Merkmale zu beachten sind. Eventuell auftretende Fugen zwischen den Brettern der Einzellagen (wegen des Produktionsvorganges oder fehlender Seitenverklebung der Bretter) sind bei der Anordnung im Zuge der Nachweisführung zu beachten.
- Auf Grund des geschichtet aufgebauten Querschnitts und der orthogonal ausgerichteten Einzellagen ($0^\circ, 90^\circ, 0^\circ \dots$), kann für die Verbindungsmittel ein, im Vergleich mit bei stabförmigen Produkten eingesetzten, wesentlich anderes Trag- und Steifigkeitsverhalten auftreten. Für die derzeit verwendeten Verbindungsmittel – selbstbohrende (Vollgewinde-) Schrauben, eingeklebte Gewindestangen, Stabdübel und Bolzen ist es wichtig, diesem Produkt angepasste Tragmodelle zur Verfügung zu haben. Diese Lastmodelle werden derzeit entwickelt. Eine unterstützende versuchstechnische Evaluierung der verwendeten Verbindungstechnik ist erforderlich.

Im Folgenden werden die im Allgemeinen verwendeten Verbindungsmittel und deren speziellen Aspekte in der Verwendung mit BSP-Elementen diese erläutert:

3.9.2 Holzschrauben

Auf Abscheren beanspruchte Holzschrauben müssen zumindest einen Nenndurchmesser $d_s = 4$ mm aufweisen. Zusätzlich ist das Auftreten von zumindest vier Scherflächen pro Verbindung erforderlich. Wenn der Durchmesser größer ist als 10 mm ist, kann diese Erfordernis auch auf zumindest zwei Scherflächen reduziert werden. Schrauben können in den Stirnflächen von BSP-Elementen verwendet werden, wenn diese den jeweiligen Richtlinien entsprechen.

An Fugen angrenzende Kanten der Brettlamellen sind als Bauteilränder zu betrachten und es sind die jeweils gültigen Mindestabstände einzuhalten. Auf Grund der möglichen Fugen in den inneren Lagen bei fehlender Seitenverklebung kann nur die äußerste Lage für die Lastabtragung herangezogen bzw. in Rechnung gestellt werden. Auf Grund dieser Tatsache ist es vorteilhaft die BSP-Elemente aus seitenverklebten Brettlagen aufzubauen. Für solcherart aufgebaute Elemente darf die jeweilige Eindringtiefe des Verbindungsmittels, unter Beachtung der Orientierung der Einzellagen herangezogen werden.

Eine leistungsfähige, einfach anzuwendende und daher wirtschaftliche Lösung ergibt sich in der Verwendung von selbstbohrenden und üblicherweise auf Herausziehen/Hineindrücken beanspruchten (Vollgewinde-) Holzschrauben mit üblicherweise Stahlblechen oder Stahlwinkeln. Diese sind in Durchmessern von 8 mm, 10 mm und 12 mm und einer Länge von bis zu 600 mm im Handel erhältlich. Die Anwendung kann ohne Vorbohren mit einem geneigten Winkel zwischen der Achse des Verbindungsmittels und der Faserrichtung des Holzes erfolgen. Im Allgemeinen sind selbstbohrende Holzschrauben in Richtung ihrer Längsachse beansprucht, wodurch eine hohe Tragfähigkeit zur Verfügung gestellt wird.



3.9.3 eingeklebte Gewindestangen

Eingeklebte Gewindestangen stellen ein geeignetes Verbindungsmittelsystem für die Verwendung mit BSP-Elementen dar. Diese erlauben eine definierte Verbindung der Schmalseite, insbesondere für die Übertragung hoher Lasten oder für den Fall, dass Lasten quer und längs zur Verbindungsmittelachse auftreten.

Im Fall einer fehlenden Seitenflächenverklebung kann nicht vermieden werden, dass Teile der Gewindestange in den Fugen zu liegen kommen. Als Folge daraus kann die Tragfähigkeit dieser Verbindungen stark abnehmen.

3.9.4 Dübel und Bolzen

Dübel und Bolzen können in lastabtragenden Verbindungen von BSP- Elementen verwendet werden und werden auf Abscheren beansprucht. Als Anforderung muss die Orientierung der Lagen im Querschnitt berücksichtigt werden. In Elementen mit nicht verklebten Seitenflächen der Bretter kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Verbindungsmittel in Fugen zwischen den Brettern liegen. In diesen Fällen ist zu beachten, dass die Tragfähigkeit nicht nur durch die Decklagen sondern auch durch die Anordnung der Lagen im Querschnitt (Orientierung und Dicke der Lagen) beeinflusst wird.

3.9.5 Nägel, Einlass- und Einpressdübel

Diese Verbindungsmittel wurden bis vor kurzem nicht oder nur selten und für untergeordnete Zwecke in Verbindungen von BSP- Elementen verwendet.

Die Anwendung von Nägeln – im Speziellen von gerillten und spiralförmig gezogenen Nägeln – meistens in Kombination mit Stahlwinkeln, kann unter Rücksicht auf die bereits erwähnten Anforderungen erfolgen. Genagelte Verbindungen sind an den Schmalseiten als Verbindung der Elemente, normgemäß, nicht erlaubt.

Einlass- und Einpressdübel können als Verbindungsmittel für BSP- Elemente verwendet werden, dabei ist jedoch zu beachten, dass in Abhängigkeit von der Lage der Verbindungsmittel bezüglich der Orientierung der Lagen eine signifikante Abnahme der Tragfähigkeit auftreten kann.

3.10 Verbindungsdetails

3.10.1 Allgemeines

Alle Bauteilfugen müssen mit geeigneten Produkten (Abdichtungsbändern und Verkleidungen, Gummiprofile, usw.) versiegelt werden, um luft- und staubdichte Bauteilfugen sicherzustellen. Weiters sind auch die Anforderungen des Schallschutzes zu beachten. Die Ausführung der Fugen ist entsprechend der Richtlinien der verwendeten Produkte herzustellen. Dabei ist es wichtig darauf zu achten, dass die Abdichtungen im Allgemeinen einen ausreichenden Anpressdruck benötigen, um eine dichte Verbindung zu gewährleisten. Es ist unzulässig, dass Verbindungsmittel in den Bauteilfugen deren Dichtheit beeinträchtigen.



In allen Kontaktbereichen können Verformungen der Abdichtungsprodukte sowie bei veränderten Feuchtebedingungen Formänderungen infolge Schwinden und Quellen der BSP-Elemente auftreten. Insbesondere rechtwinklig zu den BSP- Elementen (radiales Schwinden und Quellen) kann eine hohe Dimensionsveränderung auftreten. Ein „Absperren“ der Schwind- und Quellerscheinungen infolge einer veränderlichen Feuchtigkeit durch die Verbindungsmittel sollte vermieden werden. Dem Planer sollte Deformationsdiagramme der Abdichtungsprodukte und Informationen über das Schwind- und Quellverhalten der verwendeten BSP-Produkte vorliegen.

Infolge der Toleranzen in der Geometrie der Elemente aber auch wegen der Unsicherheiten in der Montage der Tragstrukturen, Setzungen und anderer Verformungen sind verlässliche Werte des Reibungskoeffizienten μ oft nicht bekannt. Der positive Effekt der Reibung zwischen den jeweiligen Bauteilen sollte deshalb im Nachweis nicht berücksichtigt werden.

Nach Möglichkeit sollte ein geeignetes System für die selbstständige Ausrichtung der Elemente während der Montage vorgesehen werden. Dies erleichtert den Montagevorgang und erlaubt gleichzeitig das Aneinanderpressen der Bauteile.

Die folgenden Darstellungen zeigen einige sogenannte „Leitdetails“ der wichtigsten Fügebereiche im Wohnbau bei Verwendung von BSP- Elementen (Anwendung für geschosshohe Elemente). Mehr Leitdetails können z.B. im Internet unter <http://www.bauphysik.tugraz.at/aktuelles/pdf/bph5.pdf> abgerufen werden.

Die meisten Vorschläge gehen von Seitenverklebung der Bretter in den einzelnen Lagen aus. Wenn das nicht möglich ist müssen andere Maßnahmen (z.B. die Anwendung von Folien und Windsperren) vorgesehen werden. Die Lage der Einzelverbindungen und Verbindungsmittel ist an die bauphysikalischen Bedürfnisse anzupassen.

3.10.2 Verbindung der Decke-Decke-Bauteilfugen

Aus Produktions- und Transportgründen werden Elemente mit begrenzten Breitenabmessungen hergestellt (in Abhängigkeit des Herstellers von 1,25 bis zu 3,0 m (maximal 4,0 m)). Für Decken mit größeren Abmessungen ist es erforderlich die einzelnen Elemente zu verbinden. Eine Möglichkeit ist die Ausbildung eines Stufenfalzes (Überplattung) und deren Fixierung mit einer Schraubverbindung. Diese Verbindung kann Normal- und Querkräfte, aber keine Momente übertragen. Im Allgemeinen wird diese Verbindung eingesetzt um die Längskanten der einzelnen BSP- Elemente zu verbinden. Insbesondere besteht, beim Auftreten ungleicher Lasten an den jeweiligen Decken auftreten, die Gefahr des Aufspaltens des Querschnitts im Verbindungsbereich infolge hoher Zug- oder Druckspannungen rechtwinklig zu Faser. Aus diesen Gründen ist die Sicherung der Verbindung mit einem stiftförmigen Verbindungsmittel, sowie die Anordnung eines Abdichtungsbandes vorzunehmen

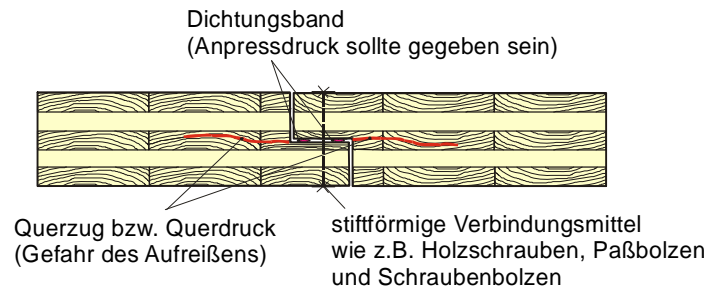


Abb. 6.37 Verbindung einer Decke-Decke-Kontaktfuge
(keine Momenten tragfähigkeit)



Abb. 6.38 ausgeführte Decke-Decke-Verbindung (Stufenfalz)

Durch die Verwendung von Holzwerkstoffstreifen (z.B. Drei- oder Mehrschichtplatten, Furnierschichtholz, u.ä.) kann auch eine momentensteife Verbindung hergestellt werden. Diese Streifen sind mittels Schraub- oder Nagelpressverklebung mit den BSP- Bauteilen verbunden.

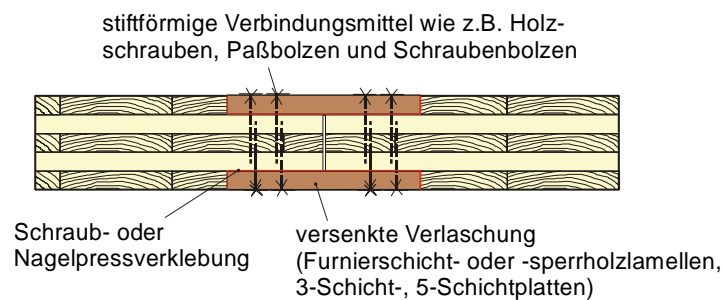


Abb. 6.39 Verbindung für eine Decke-Decke-Bauteilfuge (Übertragung von Momenten möglich)

3.10.3 Verbindung der Wand-Decke-Bauteilfugen

Möglichkeiten für die Herstellung der Verbindung der Wandelemente und Deckenelemente sind in der Anordnung von Stahlwinkel, der Verschraubung mit selbstbohrenden Holzschrauben sowie mit eingeklebten Gewindestangen gegeben. Mit diesen Verbindungsmittelsystemen können neben den auf Kontakt übertragenen Vertikallasten auch

Horizontallasten (z.B. infolge Windangriff) in die Deckenplatte abgetragen werden. Zusätzlich können abhebende Kräfte in den Wandelementen aufgenommen werden.

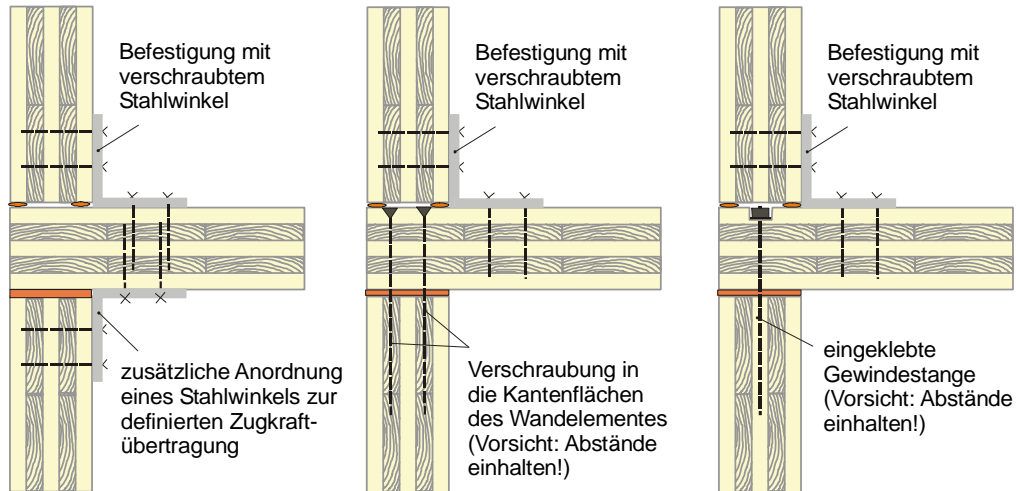


Abb. 6.40 mögliche Verbindungsvarianten für die Wand-Decke-Bauteilfuge

Die Verbindung der Bauteile in Wand-Decke-Stößen kann auch über spezielle Holzprofile erfolgen. Als Material können Furnierschichtholz (LVL), sowie Profile aus den Holzarten Eiche und Robinie verwendet werden. Lokale Aussparungen in der Deckenplatte erlauben auch die Verwendung von eingeklebten Gewindestangen.

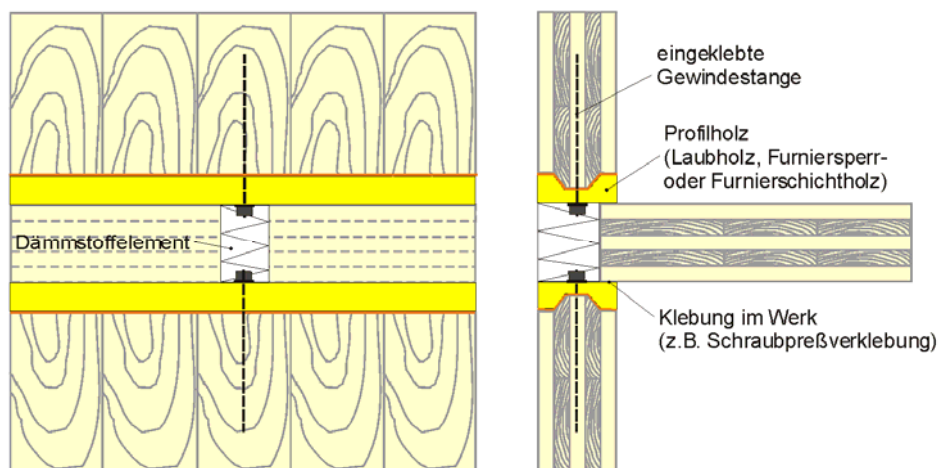


Abb. 6.41 Verbindungen für Wand-Decke-Kanten mit geklebten Streben

Eine direkte Verbindung der Decke mit dem unterhalb liegenden Wandelement über Holzschrauben sollte, wegen der Gefahr der Positionierung der Verbindungsmittel im Hirnholz vermieden werden. Weiter sind für lastabtragende Zwecke Schraubverbindungen mit Schraubendurchmessern $d_s < 10$ mm und mindestens vier Scherflächen auszuführen.

3.10.4 Verbindung der Wand-Wand-Bauteilfugen an den Ecken

Diese Verbindung kann auf einfache Weise mittels verschiedener Varianten unter Verwendung von selbstbohrenden Holzschrauben hergestellt werden.

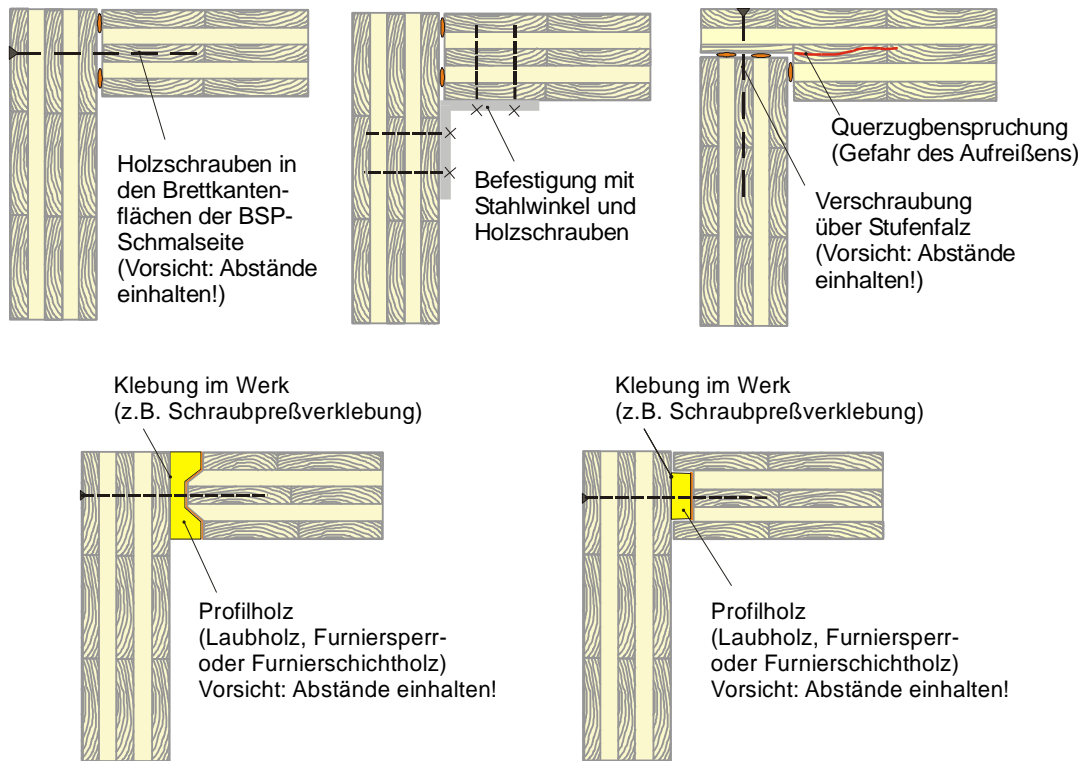


Abb. 6.42 unterschiedliche Möglichkeiten zur Herstellung der Wand-Wand-Bauteilfuge an den Ecken

Eine weitere Möglichkeit für die Ausbildung dieser Verbindung in der Wand-Wand-Bauteilfuge an den Ecken besteht in der Anwendung spezieller Profile aus Holz oder Stahl (Gelenk- oder Zinkenverbindungen) oder von „Systemverbindern“ (ähnlich jenen, wie sie in der Möbelindustrie verwendet werden). Mit der entsprechenden Vorbereitung dieser Verbindungen erlauben diese eine einfache Montage auf der Baustelle durch Selbstzentrierung.

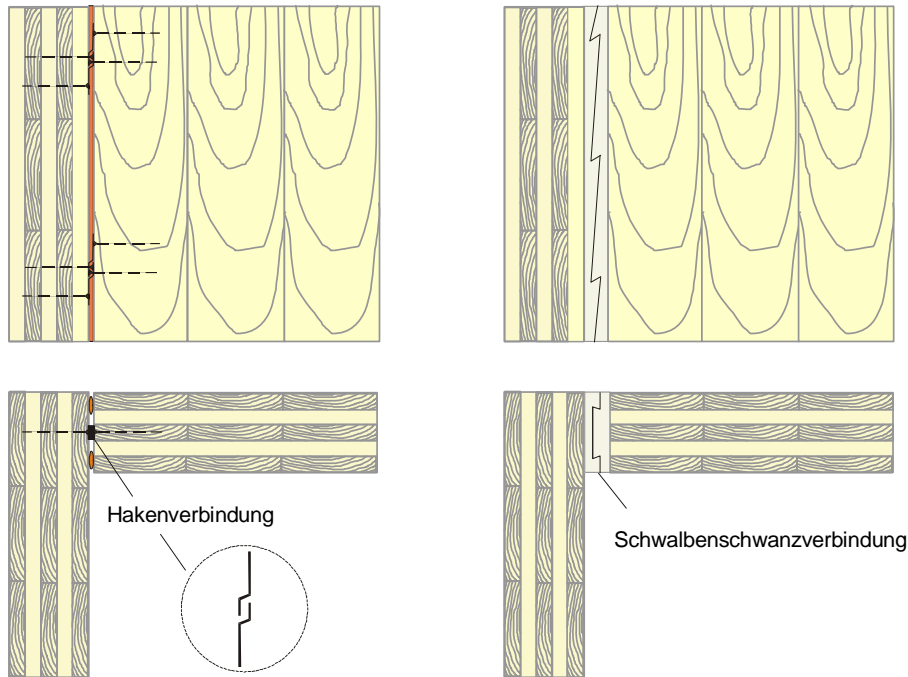


Abb. 6.43 Verbindung der Wand-Wand-Bauteilfuge an den Ecken unter Verwendung spezieller Profile oder von Systemverbindern

3.10.5 Verbindung der Wand-Fundament und der Wand-Betondecke-Bauteilfuge

Für die Verbindung von BSP- Wandelemente mit dem Fundament und allfälligen Betondecken können verschiedene Möglichkeiten angewendet werden. Im Allgemeinen werden diese Verbindungen durch Stahlplatten und/oder Stahlwinkel mit Holzschrauben als Verbindungsmittel in den BSP-Elementen umgesetzt. Aus Gründen des Holzschutzes und der Anpassung der Toleranzen können Holzprofile (Hartholz) oder Profile aus Holzwerkstoffen (LVL oder Sperrholzplatten, usw.) verwendet werden (Abb. 6.44 und 6.45).

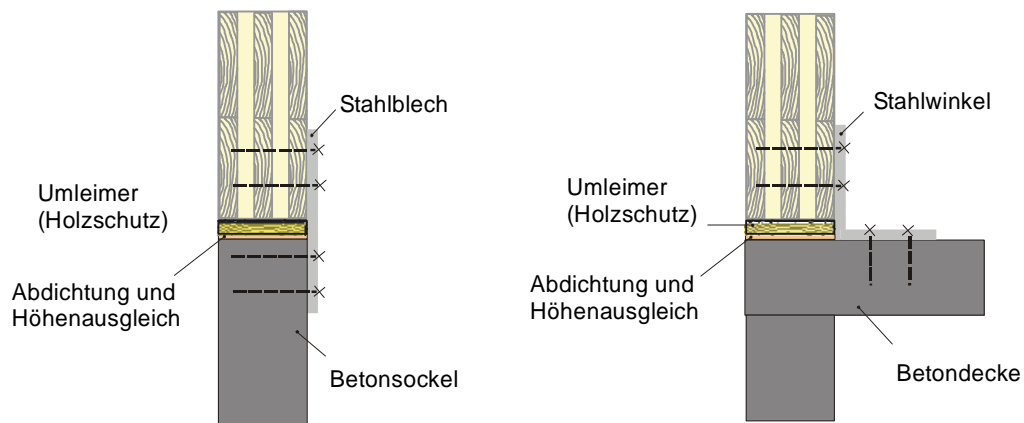


Abb. 6.44 verschiedene Möglichkeiten für die Ausbildung der Wand-Fundament bzw. Wand-Betondecken- Bauteilfuge

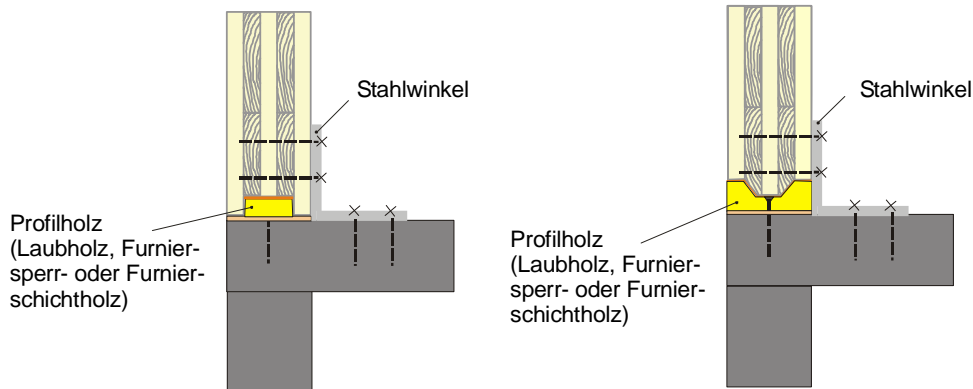


Abb. 6.45 verschiedene Möglichkeiten für die Ausbildung der Wand-Fundament bzw. Wand-Betondecken- Bauteilfuge

3.10.6 Spezielle Verbindungsmittel für BSP-Elemente

Wand-Decke-Wand Verbindungen können auch mittels, in der Produktionshalle eingeklebten, Gewindestangen und nachfolgender Montage der BSP-Elemente mit Hilfe eines geschlitzten Stahlringes erreicht werden, der über die eingeklebten Gewindestangen gestülpt wird und nachfolgend die Bauteile mittels herkömmlicher Stahlmuttern zusammenspannt. Diese Verbindungsmethode kann auch für sehr große Elemente verwendet werden und ist derzeit noch in Entwicklung.

Zusätzlich können sogenannten „Systemverbinder“ verwendet werden. Diese Verbindungsmittel sind denen in der Möbelindustrie sehr ähnlich. Selbstverständlich sind diese auf höhere Lasten und größere Elemente abzustimmen. Zusätzlich könnten diese Verbindungsmittel auch multifunktionale Aufgaben, wie z.B. die Verbindung von Bussystemen oder anderen haustechnischen Anwendung (Strom, Lüftung, usw.) wahrnehmen, wodurch der Grad der Vorfertigung auf ein noch höheres Niveau gebracht werden könnte.

4 Literatur

- [1] Ranta-Maunus, A.;
"Laminated veneer lumber and other structural sections",
Kapitel A9 aus "STEP 1 – Timber Engineering";
Erste Ausgabe, Zentrum Hout, Niederlande, 1995
- [2] Steck, G.;
"Wood-based panels – Plywood",
Kapitel A10 aus „STEP 1 – Timber Engineering“;
Erste Ausgabe, Zentrum Hout, Niederlande, 1995
- [3] Griffiths, R.;
"Wood-based panels – Fibreboard, particleboard and OSB",
Kapitel A11 aus „STEP 1 – Timber Engineering“,
Erste Ausgabe, Zentrum Hout, Niederlande, 1995



- [4] Schickhofer, G.; et.al.
„Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz, Teil A“,
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz,
Graz / Österreich, 2004
- [5] Porteous, J.; Kermani, A.;
“Structural design to Eurocode 5“,
Blackwell Publishing Ltd., Oxford, UK, 2007
- [6] McKensie, W.M.C.; Zhang, B.;
“Design of Structural Timber to Eurocode 5“,
Zweite Ausgabe, Palgrave Macmillan, UK, 2007
- [7] Tsoumis, G.;
“Science and Technology of Wood – Structure, Properties, Utilization“,
Van Nostrand Reinhold, New York, USA, 1991
- [8] Kollmann, F.F.P.; Kuenzi, E.W.; Stamm, A.J.;
“Principles of Wood Science and Technology, Volume II: Wood Based Materials“,
Springer, Berlin-Heidelberg, Deutschland, 1975
- [9] pro:Holz Austria (Ed.);
„Mehrgeschossiger Holzbau in Österreich, Holzskelett- und Holzmassivbauweise“,
ISSN 1680-4252, pro:Holz Austria, Wien, Österreich, 2002
- [10] Jöbstl, R.A.; et.al.
“A Contribution to the Design and System Effects of Cross Laminated Timber (CLT)“,
Paper 39-12-4, Proceedings of CIB-W18, Florenz, Italien, 2006
- [11] Jöbstl, R.A.; Schickhofer, G.;
“Comparative Examination of Creep of GLT- and CLT-slabs in Bending“,
Paper 40-12-3, Proceedings of CIB-W18, Bled, Slovenien, 2007
- [11] Schickhofer, G.; Moosbrugger, T.; (Ed.)
„Brettspertholz – Ein Blick auf Forschung und Praxis“,
Tagungsband, Technische Universität Graz, Institute für Holzbau und
Holztechnologie, Graz / Österreich, 2006
- [12] Guggenberger, W.; Moosbrugger, T.;
“Mechanics of Cross-Laminated Timber Plates under Uniaxial Bending“,
Paper, Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering, Portland,
Oregon, USA, 2006
- [13] Moosbrugger, T.; Guggenberger, W.; Bogensperger, T.;
“Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogeneous Shear – with and
without openings“, Paper, Proceedings of the 9th World Conference on Timber
Engineering, Portland, Oregon, USA, 2006

Kapitel 6 wurde von Manfred AUGUSTIN, Institut für Holzbau und Holztechnologie,
Technische Universität Graz / Österreich bearbeitet.



Kapitel 7

BEMESSUNG UND NACHWEISFÜHRUNG FÜR TRAGWERKE AUS HOLZ

1 Einleitung

Dieses Kapitel behandelt überblicksmäßig die Grundsätze des Sicherheitskonzeptes zur Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Holz. Begriffe, wie Zuverlässigkeit der Tragwerke, Grenzzustände, Einwirkungen, Computermodelle, Referenzwerte und Methoden des Nachweises der Zuverlässigkeit von Strukturen sollen dabei festgelegt werden.

2 Entwurf von Tragwerken

Der Entwurf eines Gebäudes bzw. von Tragwerken ist im Allgemeinen ein mehrstufiger, logisch-rationaler Vorgang mit dem Ziel, die Anforderungen an die Funktion eines Bauwerk zu erfüllen. Einer der wichtigsten Teile dieses Prozesses ist dabei die Beurteilung der Zuverlässigkeit des Entwurfs.

Im Allgemeinen kann unter der Zuverlässigkeit einer Tragstruktur jener Zustand verstanden werden, bei dem das Tragsystems die geforderten Eigenschaften über die technische Lebensdauer beibehalten wird (=Gebrauchstauglichkeit). Das Versagen entspricht einem Zustand, bei dem die Struktur die geforderten Funktionen nicht mehr erfüllen kann. „Versagen“ lässt sich dann als Ausfall einer geforderten Eigenschaft definieren.

Die Entwurfs- und Bemessungsmethoden und die Beurteilung der Zuverlässigkeit einer Tragstruktur verändern sich dabei mit dem Erkenntnisstand und den technischen (rechnerischen) Fähigkeiten der jeweiligen Zeit. Seit dem 19. Jhdt. gehen die Qualität und die Effizienz dieser Methoden Hand in Hand mit dem Umfang und der Tiefe der Kenntnisse über die Baustoffeigenschaften, ihrem Verhalten in unterschiedlichen (oft begrenzten) Situationen, dem Wissen zu den Lastenwirkungen und nicht zuletzt auch mit der Entwicklung der Rechenmethoden einher, welche den Spannungszustand und die Verformungen der Tragwerke beschreiben. In den letzten Jahrzehnten wurde dieser Trend durch die fulminante Entwicklung der Computertechnologie noch verstärkt.

3 Entwurf mit Grenzzuständen

Der Prozess der Zuverlässigkeitsbeurteilung von Tragstrukturen kann in zwei Bereiche unterteilt werden: Im Zusammenhang mit den Grenzzustandsbetrachtungen werden zwei Bereiche betrachtet: die Lasteinwirkung und der bauliche Widerstand. Demnach wird die Wechselwirkung dieser beiden Eigenschaften analysiert. Im Speziellen muss überprüft



werden, ob die Lasten bzw. Verformungen der Bemessungslasten den Widerstand und die Gebrauchstauglichkeitskriterien nicht überschreiten.

- Bei der Ermittlung der Einwirkungen ist es wichtig:
 - alle Einwirkungen bzw. Lasten, die auf die Tragstruktur einwirken festzulegen und zu bestimmen und ihre Kombination während der zu erwartenden Nutzungsdauer richtig zu berechnen.
 - geeignete Rechenmodelle für die Ermittlung der Reaktion der Struktur zu entwickeln.
 - die Tragwerksantwort auf die Lasten und u.U. dessen zeitlichen Verlauf zu ermitteln.

- Bei Widerstandsberechnung der Tragstruktur ist es wichtig:
 - die Materialeigenschaften zu bestimmen,
 - die Geometrie- und Querschnitteigenschaften der Tragstruktur zu kennen,
 - Werte für die Versagenswahrscheinlichkeit festzulegen.

Beim Vorgang der Zuverlässigkeitsbeurteilung ist es üblicherweise wichtig, die rheologischen Eigenschaften des Materials, die Effekte der Geometrie und der Materialimperfektionen, genauso wie verminderte Einflüsse der Umwelt usw. zu beachten.

Die Nachweisführung der Struktur kann unterteilt werden in:

- Beurteilung der Tragsicherheit,
- Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit.

3.1 Einwirkungen auf die Tragstruktur

Einwirkungen (Lasten, Zwänge) sind eine physikalische Größe, die auf die Tragstruktur einwirken und eine Veränderung ihres Spannungszustands und ihrer Verformungen hervorrufen. Die Einwirkungen kann auf die Tragstruktur als Kraft (in einer Form einer Kraft und / oder Momentes) oder als Verformung (z.B. als eine Form erzwungene Verformung, durch Temperaturveränderungen, Setzungen, Überflutung, usw.) einwirken.

Die Einwirkungen können nach unterschiedlichen Kriterien gegliedert werden. Das relevante Kriterium entspricht dabei jeweils der zu betrachtenden Situation. Eine naheliegende Klassifikation ist jene der Definition der Einwirkungen in innere und äußere Einwirkungen.



Andere mögliche Kriterien ergeben sich durch Berücksichtigung:

- des zeitlichen Verlaufs: ständig, veränderlich oder außergewöhnlich;
- der räumlichen Veränderung: als fixe oder freie, oder
- der Art und/oder der Tragwerksantwort: als statisch oder dynamisch.

Unterschiedliche Arten der Einwirkungen umfassen die sogenannten Umwelteinflüsse. Es können auch beschränkte, das sind solche mit bekannten quantitativen Grenzen auftreten, sowie unbegrenzte Einwirkungen die auf/in einem Tragwerk angreifen.

3.1.1 Durch die Veränderung mit der Zeit

Die wichtigste Einteilung der Einwirkungen ist jene der Zeit in der die Einwirkung auftritt, im Vergleich mit dem Nutzungszeitraum. Die Einwirkungen werden dabei unterteilt nach:

- ständigen Einwirkungen (G)

Einwirkung, die wahrscheinlich über den gesamten Bezugszeitraum auftritt und deren Größenvariation vernachlässigbar ist, oder deren Veränderung streng monoton erfolgt bis die Kraft einen Grenzwert erreicht, wie z.B. Eigengewicht der Konstruktion, fixe Einbauten und Straßenoberfläche und indirekte Einwirkungen, verursacht durch Schwinden und Setzungen.

- veränderlichen Einwirkungen (Q)

Einwirkungen, deren Größenänderung in Abhängigkeit von der Zeit weder vernachlässigbar noch gleichmäßig sind, z.B. Nutzlasten auf Decken, Balken und Dächer, Wind- und Schneelasten.

- außergewöhnlichen Einwirkungen (A)

Einwirkung, normalerweise von kurzer Dauer, die mit voller Größe mit geringer Wahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer des Bauwerks auftritt; wobei deren Auswirkungen katastrophal sein können, wie z.B. Erdbeben, Brand, Explosionen oder Anfahrstöße.

Der Bezugszeitraum ist die Zeit, die als Basis für statistische Beurteilungen der Einwirkungen und der Widerstände herangezogen wird. Das heißt, dass die Einwirkung auf die Konstruktion eine Dauer hat, die in mehrere Perioden derselben Länge oder unterschiedlicher (willkürlicher) Länge unterteilt werden kann, in denen die Größen der Einwirkungen in einem mehr oder weniger ähnlichen Bereich auftreten, z.B. könnte eine identische Verteilungsfunktion für die Einwirkung in jedem Vergleichszeitraum angenommen werden. Deshalb stimmt das Maximum jeder Periode mit der Verteilungsfunktion der Maxima überein.

Der adäquate Vergleichszeitraum ist abhängig von der Art der Einwirkungen: für klimatische Einwirkungen – Schnee, Wind, usw. – ist ein Vergleichszeitraum eines Jahres im Allgemeinen passend, z.B. es kann angenommen werden, dass jedes jährliche Maximum unabhängig vom Maximum der vorhergehenden oder nächsten Jahre ist.



Für andere veränderliche Einwirkungen, wie einwirkende Lasten, ist die Bezugszeitdauer entsprechend der Veränderung der Verwendung oder der Veränderung der Besitzer adäquater. In diesem Fall kann die Einwirkung repräsentiert sein durch einen Poisson-Prozess, wobei die Dauer und die Werte in jeder Periode zufällig sind. Das durchschnittliche Maß der Veränderung ist im Allgemeinen abhängig von der Nutzung des Gebäudes, die zwischen 5 und 10 Jahren angenommen wird.

Für ständige Einwirkungen ist der Bezugszeitraum im Allgemeinen über gesamte Nutzungsdauer der Tragstruktur festgelegt und in EN 1990 als Eigengewicht einer Konstruktion angegeben. EN 1990 kennt für ständige Einwirkungen eine Unterscheidung zwischen dem Bezugszeitraum und der Nutzungsdauer (für das Eigengewicht der Konstruktion).

Diese Unterscheidung erlaubt, dass in manchen Fällen und für einige Einwirkungstypen, wie Eigengewicht der Ausrüstung oder der Trennwände, diese Einwirkungen für eine kürzere Periode als für ständige Lasten angesetzt werden können, und sich in anderen Nutzungsperioden ändert – z.B. durch einen Mieterwechsel. Angenommen wird in diesem Fall, dass die Variation zwischen den einzelnen Bezugszeiträumen sehr klein ist, aber in anderen Bezugszeiträumen von Bedeutung sein könnte. Mit dieser Annahme ergeben sich Verteilungsfunktionen, ähnlich jener der veränderlichen Einwirkungen.

Manchmal hängt die Einteilung einer Einwirkung, als außergewöhnlich oder veränderlich, von der Lage oder Größe ab. Zum Beispiel: eine Einwirkung aus Erdbeben wird in den meisten europäischen Gebieten immer außergewöhnlich sein, aber in Gebieten die anfällig auf Erdbebentätigkeit sind, wie in Japan, Kalifornien oder einigen Gebieten Europa bis zu einer bestimmten Größe als variabel berücksichtigt werden sollten, während die „großen“ Erdbeben als außergewöhnliche Einwirkungen zu behandeln sind. Dasselbe kann auch bei anderen Arten der Einwirkungen, wie Wind und Schnee zutreffen (siehe dazu auch EN 1991 und EN 1998).

3.1.2 Durch ihre Entstehung

Diese Einteilung der Einwirkungen betrifft folgende zwei Klassen: direkte Einwirkungen (Kräfte (Lasten), die auf die Struktur einwirken) und indirekte Einwirkungen (aufgezwungene Verformungen oder Beschleunigungen) verursacht z.B. durch Temperaturänderungen, Änderungen der Feuchtigkeit, Setzungen oder Erdbeben.

3.1.3 Durch ihre räumlichen Veränderung

Wenn eine Einwirkung eine fixe Verteilung und Position in Bezug auf die Tragstruktur oder einzelne Bauteile aufweist, sodass die Größe und Richtung der Einwirkung eindeutig festgelegt ist, wird als fixe Einwirkung bezeichnet. Wenn die Einwirkung eine veränderliche Verteilung über die Struktur aufweist spricht man von einer freien Einwirkung.

3.1.4 Durch ihre Natur und/oder bauliche Antwort

Statische Einwirkungen sind jene, die keine markante Beschleunigung der Tragstruktur oder der Bauteile verursachen. Während die dynamischen Einwirkungen markante Beschleunigungen der Tragstruktur oder der Bauteile verursachen. Für die meisten dynamischen Einwirkungen ist es ausreichend den statischen Teil der Einwirkung zu berücksichtigen und mit einem Koeffizienten zu multiplizieren, der den dynamischen Teil abdeckt.



Die Grenzzustände der Tragfähigkeit hängen in eindeutiger Weise mit dem Tragwiderstand zusammen und bezeichnen deshalb Situationen, in denen die Sicherheit von Menschen, der Tragstruktur, und in Ausnahmefällen, der darin befindlichen Güter gefährdet ist.

Die Gebrauchstauglichkeit als Grenzzustand ist demgegenüber mit den Anforderungen an die Tragwerksfunktion, der Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und des täglichen Betriebes, der Nutzerfreundlichkeit und dem Erscheinungsbild verbunden. Innerhalb des Gebrauchstauglichkeitsnachweises sind drei unterschiedliche Aspekte von Bedeutung: Verformungen, Schwingungen und Rissbildung.

Für das Lastmodell sind auch Kombinationen von Einwirkungen in unterschiedlichen Situationen zu betrachten, ebenso wie vorliegende Extremwerte einzelner Lastgruppen.

3.2 Rechenmodelle

Rechenmodelle dienen der Bestimmung der Antworten des statischen Systems auf verschiedene Lasteinwirkungen (z.B. für die Ermittlung von Lasteinwirkungen). Das ausgewählte Modell sollte die Eigenschaften und das Verhalten der Konstruktion möglichst genau beschreiben. Neben den speziellen Ausprägungen, wie Geometrie-, Baustoff- und Querschnitseigenschaften ist es wichtig auch die Herstellung, die Bauteilimperfectionen und die Auswirkungen der Nutzung bzw. Umwelt bei der Auswahl des Modells zu berücksichtigen.

Physikalische Modelle dienen der versuchstechnischen Bestimmung der Werte für die Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit oder der Nutzung der Konstruktion. Diese Versuche dienen der Verifikation der Zuverlässigkeit der theoretischen Modelle und können diese in bestimmten Fällen sogar ersetzen.

Versuchsergebnisse können für den Entwurf außergewöhnlicher Strukturen oder für Entwürfe von größeren Tragwerken, inklusive der Erstellung von Richtlinien, verwendet werden.

Theoretische Modelle sind im Entwurf und der Bemessung der Tragstruktur von grundsätzlicher Bedeutung. Diese können in analytische und numerische Modelle unterteilt werden. Analytische Modelle werden üblicherweise in der Projektbearbeitung verwendet und sind in der Entwicklung des Tragwerksentwurfes zu erarbeiten. Numerische Modelle helfen normalerweise bei der Beschreibung von Eigenschaften komplexerer Strukturen und deren Verhalten in unterschiedlichen Situationen.

Die Grundlage der **analytischen Modelle** ist eine Formulierung der Probleme in mathematischen Gleichungssystemen und bei deren Lösung in geschlossener Form. Analytische Modelle können bei der Lösung eines großen Bereichs von Problemen behilflich sein – bei eindimensionalen (stabförmigen Tragwerken), zweidimensionalen Problemen (Scheiben, Platten) bis zu drei-dimensionalen Tragstrukturen sowie bei Details. Weiters ist es wichtig zu verstehen, dass analytische Lösungen bereits viel theoretisches Wissen enthalten. Infolge der mathematischen Exaktheit sind diese in der Regel für einfache Fälle der Beanspruchung, der Gestaltung und der Tragsysteme verwendbar. Das Auffinden von exakten analytischen Lösungen für kompliziertere Fälle ist üblicherweise sehr schwierig, manchmal sogar unmöglich. In diesen Fällen sind numerische Methoden, die kontinuierlich verbessert werden ideal.



Das Prinzip der **numerischen Methoden** lässt sich in der Formulierung eines Problems durch ein System Differentialgleichungen charakterisieren, das nicht in geschlossener Form gelöst werden kann. Die Lösung wird durch verschiedene numerische Methoden (Variationsmethode, Differenzen Methode, etc.) gesucht. Moderne numerische Methoden (die am weitesten verbreitete ist die Finite Elemente Methode) sind in erster Linie „energetische Methoden“ – das sind Methoden basierend auf der Suche nach der extremalen potentiellen Energie der Tragstruktur. Diese Methoden basieren auf der Diskretisierung einer kontinuierlichen Tragstruktur mittels diskreter Elemente (mit bestimmten Geometrien und physikalischen Eigenschaften).

Eine andere Möglichkeit die Rechenmodelle zu unterteilen ist die Einteilung in:

– statische Modelle

die Lastwirkung auf die Konstruktion verursacht vernachlässigbare Beschleunigung. Es können statische Modelle mit zeitunabhängigen und zeitabhängigen Lasten unterschieden werden.

– dynamische Modelle

diese Modelle werden in Fällen verwendet, bei denen die Last eine Reaktion der Tragstruktur mit nicht vernachlässigbaren Beschleunigungen hervorruft. In den meisten Fällen verändert die Last ihre Größe, Lage oder Richtung in Bezug auf den zeitlichen Verlauf.

– komplexe Modelle

Diese werden verwendet, wenn statische oder dynamische Antworten der Struktur durch zeitabhängige Phänomene, wie Brand, Kriechen, Sprödbrüche von Stahl, Rissfortschritt und Kriechen von Holzwerkstoffen, begleitet werden.

Die Rechenmodelle können auch in Bezug auf die verwendeten Materialmodelle eingeteilt werden. Prinzipiell wird unterschieden in:

– elastische Modelle

stellen eine Teilmenge der allgemeingültigeren elasto-plastischen Modelle dar und werden für Rechenmodelle, bei denen die Lasten ein geringes Spannungsniveau haben und die Antwort keine plastischen (d.h. irreversiblen) Verformungen hervorruft, verwendet.

– elasto-plastische Modelle

diese allgemeinen Modelle erlauben die Berücksichtigung des plastischen Verhaltens der Baustoffe. Es ist wichtig zu erwähnen, dass die Tragfähigkeit und die Deformation im plastischen Bereich in einem bestimmten Toleranzbereich schwanken kann (Grenzwert lt. Norm).

Es ist auch wichtig zu unterscheiden, ob die Rechenmodelle für Analysen einer nicht verformbaren Struktur herangezogen werden – im Sinne der Theorie kleiner Verformungen (**Theorie erster Ordnung**) oder auf Untersuchungen einer Tragstruktur angewendet werden,



bei der anfängliche Deformationen mitbetrachtet werden und Gleichgewichtsbedingungen an der verformten Struktur aufgestellt werden (**Theorie zweiter Ordnung**).

3.3 Baustoffeigenschaften und geometrische Eigenschaften

Diese Eigenschaften bilden die Grundlage der Ermittlung des Widerstands einer Tragstruktur bzw. von Bauteilen. Es ist wichtig diese möglichst realitätsnah zu berücksichtigen und die veränderlichen Eigenschaften von Baumaterialien und geometrischen Eigenschaften zu beschreiben. Die Veränderlichkeit wird verursacht durch den Einfluss verschiedener natürlicher Imperfektionen, ebenso wie durch die Herstellungsphasen, den Einbau des Materials in die Tragstruktur und durch äußere Effekte während der Nutzungsdauer. Verschiedene Methoden beim Entwurf des Tragwerkes berücksichtigen diese Phänomene.

3.4 Grenzwerte

Im Zuge der Nachweisführung ist es wichtig **Grenzwerte** festzulegen, wie etwa Werte der Spannungen, Dehnungen oder Verformungen. Nach Überschreitungen dieser Grenzwerte, wird die Tragstruktur möglicherweise in relevanten Teilen nicht weiter die Entwurfsbedingungen erfüllen und als Konsequenz nicht voll nutzbar sein.

3.5 Einflüsse der Technologie, der Umweltbedingungen und des Herstellungsprozesses

Auch rheologische Effekte, wie Kriechen und Schwinden, Umwelteinflüsse, sowie atmosphärische Korrosion, biologischer Abbau, die Qualität der Produktion, Einflüsse während der Errichtung und der Instandhaltung, sollten wenn möglich in das Rechenmodell aufgenommen werden. Ihre Einflüsse und Eigenschaften sind gewöhnlich auch durch eine zeitliche Funktion charakterisiert.

3.6 Zuverlässigkeitsbeurteilung

Die Methoden der Zuverlässigkeitsbeurteilung von Tragstrukturen können nach mehreren Aspekten unterteilt werden – historische, mathematische, etc. Prinzipiell können diese Methoden in **deterministische Methoden** (basierend auf einem (globalen) Sicherheitskoeffizienten) und **semi- oder vollprobabilistischen Methoden** (basierend auf der Philosophie der Grenzzustände und Methoden der mathematischen Statistik und Wahrscheinlichkeit) eingeteilt werden.

Die historisch älteste Methode für die Bemessung von Holzkonstruktionen und ihrer Beurteilung geht in das 19. Jhdt. zurück. Zur damaligen Zeit wurde eine Methode mit „zulässigen“ Spannungen formuliert. Diese klassische Methode basiert auf dem deterministischen Konzept der Zuverlässigkeitsbeurteilung.

Das Grundprinzip auf dem die Philosophie der **zulässigen Spannungen** basiert, kann durch folgende Ausdrücke veranschaulicht werden:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{zul} \quad (7.1)$$

und gleichzeitig



$$\sigma_{zul} = \frac{\sigma_{krit}}{k} \quad (7.2)$$

Gemäß Gleichung 7.1 muss die maximale im Tragwerk auftretende Spannung σ_{max} , die durch Belastung verursacht wird kleiner oder gleich der zulässigen Spannung σ_{zul} sein. Die kritische Spannung σ_{krit} ist dabei eine Spannung (Festigkeit) auf der Grundlage von Versuchen und k ist der Koeffizient (Sicherheit) der sowohl die Unsicherheiten auf der „Lastseite“ und dem „Materialwiderstand“ berücksichtigt. Das Ziel ist das Erreichen einer ausreichenden Zuverlässigkeit der Gesamttragstruktur. Diese Methode der Zuverlässigkeitsbeurteilung hat einige wichtige Fehler und Einschränkungen.

Last-, Material- und Querschnittseigenschaften basieren auf einer deterministischen Festlegung. Die Leistungsfähigkeit der Tragstruktur wird für elastisches Verhalten untersucht. Unsicherheiten des Tragsystems und dessen Qualitäten sind nicht speziell vorgeschrieben. Sie berücksichtigen Annahmen der Spannungsverteilung, bei der Art der Lastermittlung und der Ermittlung der Zuverlässigkeit auf der stark konservativen Seite

Diese Methode der Zuverlässigkeitsbeurteilung war in den meisten europäischen Ländern in den letzten 150 Jahren der Standard für den Entwurf und die Konstruktion von Tragwerken aus Holz. Mit dieser Methode konnte eine schrittweise Entwicklung der baustatischen Methoden und der Festigkeitslehre erreicht werden.

In der zweiten Hälfte des 20. Jhdt. begann der schrittweise Übergang von dieser deterministischen und stark vereinfachten Methode, hin zur Methode der **Teilsicherheitsbeiwerte**. Einige Gründe waren für diesem Wechsel von Relevanz: Die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte ermöglicht eine widerspruchsfreiere Beurteilungen im Fall der Anwendung der Theorie zweiter Ordnung, die Berücksichtigung plastische Reserven und eine bessere Berücksichtigung der Streuungen der Lasten. In Rahmen dieser Methode werden Unsicherheiten (Verteilung von zufälligen Größen, die das Ergebnis beeinflussen) auf der Seite der Einwirkungen und dem Widerstand der Tragstruktur berücksichtigbar.

Die derzeitige europäische Norm für den Entwurf und die Konstruktion von Tragwerken aus Holz (**EC5**), dessen Vorbereitung 1980 begann, basiert auf dieser Methode der Teilsicherheitsbeiwerte, d.h. auf einer vereinfachten Anwendung der Philosophie der Grenzzustände, bei der die Werte der Eigenschaften der Lasteinwirkungen, der Baustoffe und der geometrische Größen durch Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt werden.

Die Nachweisführung mit der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte basiert auf der Philosophie der **Grenzzustände**. Werden diese überschritten, erfüllt die Tragstruktur nicht mehr die geplanten Funktionen bzw. an sie gestellten. Es werden zwei Gruppen von Grenzzuständen unterschieden:

- Grenzzustände der Tragfähigkeit (der Sicherheit und Dauerhaftigkeit)

Diese beziehen sich auf die Vermeidung des Versagens des Tragwerkes, wodurch Sachschäden und Gefahr für Leib und Leben von Menschen entstehen könnten

- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Diese beziehen sich auf die Erfüllung der Funktionen und des Erscheinungsbild des Tragwerkes, die von Benutzer festgelegt wurden oder durch sonstige Regelungen dem Entwurf zugrunde liegen.

Die Nachweisführung der Tragelemente im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann im Allgemeinen in der folgenden Form angegeben werden (siehe Abb. 7.1):

$$S_d \leq R_d \quad (7.3)$$

Es bedeuten:

S_d ist der Bemessungswert der Einwirkungen (ausgedrückt durch innere Kräfte, Spannungen, etc.);

R_d ist der dazugehörige Bemessungswert des Widerstands (bei Tragwerken bzw. Bauteilen aus Holz ist dieser Wert hauptsächlich bezogen auf die Bemessungsfestigkeit des Holzes).

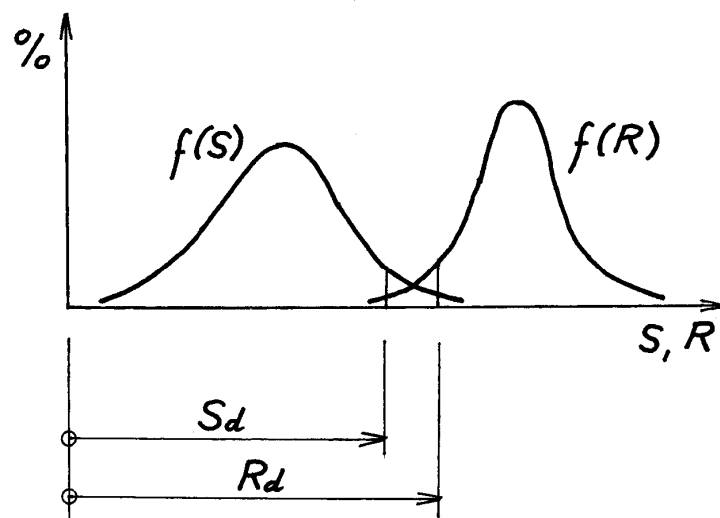
Das Grundprinzip der Beurteilung eines Bauteiles oder Tragwerkes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann im Allgemeinen in folgender Form angeschrieben werden:

$$S_d \leq C_d \quad (7.4)$$

Es bedeuten:

S_d ist der Bemessungswert der Einwirkungen (ausgedrückt in Form von Verformungen, Beschleunigung, etc.);

C_d ist ein festgelegter Grenzwert der die zugehörigen Anforderungen an die Eigenschaften des Tragwerkes beschreibt.





Leonardo da Vinci

Handbuch 1



Abb. 7.1 Philosophie der Teilsicherheitsbeiwerte bzw. des semi-probabilistischen Teilsicherheitskonzeptes



4 Zusammenfassung

Der Entwurf eines Tragwerkes bzw. von Bauteilen aus Holz wird mit denselben Prinzipien durchgeführt, mit dem auch andere Materialien (Stahl, Beton, Verbund) bemessen und dimensioniert werden. Diese basieren auf der Philosophie der Grenzzustände und der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte.

5 Literatur

- [1] Marek, M.P., Brozetti, J., Guštar, M., Tikalski, P., (ed.);
“Probabilistic Assessment of Structures using Monte Carlo Simulation – Background, Exercises and Software”,
2nd Edition, ITAM CAS Praha, 2003, 472 pp.
- [2] “EN 1990 Eurocode 0 – Basis of Structural Design”,
CEN 2002
- [3] “EN 1991 Eurocode 1 – Actions on Structures”,
CEN 2002
- [4] Kuklík, P.;
“Timber Structures 10”,
ČVUT, Praha, 2002
- [5] “Handbook 1 – Basis of structural design”,
Leonardo da Vinci Pilot project CZ/02/B/F/PP-134007, Garston, Watford, UK, 2004

Kapitel 7 wurde von Alois MATERNA und Antonín LOKAJ, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Ostrau / Tschechische Republik bearbeitet.



Kapitel 8

NACHWEISFÜHRUNG IM GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

1 Einleitung

Beim Entwurf von Tragwerken aus Holz unter Verwendung heutiger Normen, ist es wichtig neben den Tragfähigkeitsnachweisen auch die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit einzuhalten. Das heißt, dass ein Element der Tragstruktur während der Nutzungsdauer die Gebrauchstauglichkeit erfüllen muss. Im Eurocode 5 [1] sind zwei Gebrauchstauglichkeitsanforderungen festgelegt, die zu erfüllen sind:

- die maximale Verformung (Durchbiegung) von Bauteilen aus Holz sollte kleiner sein als ein festgelegter Grenzwert,
- die Schwingungen der Holzbauteile sollten im akzeptablen Bereich bleiben, um das Wohlbefinden des Benutzers zu gewährleisten.

2 Durchbiegung von Balken

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) für die Durchbiegung erfordern, dass die Anfangsdurchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ und die Enddurchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$ innerhalb der im Zuge der Planung festgelegten Bereiche bleiben müssen (siehe z.B. Tab. 8.2).

2.1 Anfangsdurchbiegungen

Wie aus der klassischen Biegetheorie bekannt, können die elastischen (Anfangs-) Durchbiegungen ($w_{inst,0}$) mit Hilfe einer virtuellen „1“-Kraft analytisch, als Summe von Durchbiegungen zufolge dem wirkenden Moment ($w_{inst,M}$), der Querkräfte ($w_{inst,V}$) und der Normalkräfte ($w_{inst,N}$) mit der nachfolgenden Formel (Arbeitssatz) berechnet werden:

$$w_{inst,0} = \int_S \frac{M_{yd}(x) \cdot M_{y1}(x)}{EI_y} \cdot dx + \int_S \frac{V_{zd}(x) \cdot V_{z1}(x)}{GA_s} \cdot dx + \int_S \frac{N_{xd}(x) \cdot N_{x1}(x)}{EA} \cdot dx \quad (8.1)$$



wobei:

$M_{y,d}(x)$ ist der Bemessungswert für das Biegemoment

$V_{z,d}(x)$ ist der Bemessungswert für die Querkraft

$N_{x,d}(x)$ ist der Bemessungswert der Normalkraft

EI_y ist die Biegesteifigkeit

GA_s ist die Schubsteifigkeit

EA ist die Dehnsteifigkeit

Wegen des sehr geringen Verhältnisses des Schub- zum Elastizitätsmodul (G/E-Verhältnis rund 1/16), kann der zweite Term der Glg. (8.1) bei Tragwerken aus Holz im Allgemeinen nicht vernachlässigt werden, wie es üblicherweise bei Beton- oder Stahlkonstruktionen der Fall ist.

Die Bemessungswerte der Einwirkungen $S_d = \{M_{y,d}, V_{z,d}, N_{x,d}\}$ sind gemäß Eurocode 0 [2] als Belastungskombinationen für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit infolge von Eigengewicht (G_{kj}) und veränderlicher Einwirkungen (Q_{ki}) wie folgt zu bestimmen:

– Charakteristische Kombinationen der Einwirkungen

$$S = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (8.2)$$

– Häufige Kombinationen der Einwirkungen

$$S = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (8.3)$$

– Quasi-ständige Kombinationen der Einwirkungen

$$S = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (8.4)$$



Die Schnittkräfte bzw. Verformungen der veränderlichen Einwirkungen für Hochbauten dürfen mit den Kombinationsbeiwerten $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$ und $\psi_{2,i}$, aus Tab. 8.1 abgemindert werden.

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1. Nutzlasten im Hochbau			
Kategorie A: Wohngebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: Bürogebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: Versammlungsbereiche	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: Verkaufsflächen	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: Lagerflächen	1,0	0,9	0,8
2. Fahrzeuglasten im Hochbau			
Kategorie F: Fahrzeuggewicht ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: 30 kN < Fahrzeuggewicht ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: Nutzlasten auf Dächern	0	0	0
3. Klimatische Lasten			
Schneelasten (Finnland, Island, Norwegen, Schweden)	0,7	0,5	0,2
NN Schneelasten (CEN-Mitgliedsstaaten mit $h \geq 1000$ m) ü.	0,7	0,5	0,2
NN Schneelasten (CEN-Mitgliedsstaaten mit $h < 1000$ m) u.	0,5	0,2	0
Windlasten im Hochbau	0,6	0,2	0
Temperatureinwirkungen (ohne Brand) im Hochbau	0,6	0,5	0

Tab. 8.1 Kombinationsbeiwerte $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$ in $\psi_{2,i}$ für Hochbauten; Eurocode 0 [2]

Da die angegebenen Werte in der Reihenfolge $\psi_{0,i} \geq \psi_{1,i} \geq \psi_{2,i}$ abnehmen können die maximalen Schnittkräfte bzw. Durchbiegungen der charakteristischen Kombination der Einwirkungen in folgender Form vereinfacht angeschrieben werden:

$$S_d \approx \sum_{j \geq 1} G_{kj} + 0,9 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad (8.5)$$

Der Hauptunterschied in der Berechnung der Durchbiegung von Tragwerken bzw. Bauteilen aus Holz, im Vergleich mit Stahl- oder Betonkonstruktionen ist, dass eine zusätzliche Verformung der Bauteile berücksichtigt werden muss. Mechanische Verbindungsmittel sind im Holz nicht so steif wie sie es in Tragwerken aus Beton oder Stahl sind, sondern sind mehr oder weniger nachgiebig. Daraus folgt, dass es in Tragwerken aus Holz praktisch unmöglich z.B. ein vollkommen steifes Rahmeneck auszubilden. Deshalb ist ein zusätzlicher Biegeanteil ($w_{inst,1}$) zu berücksichtigen. Die gesamte Anfangsdurchbiegung ergibt sich somit zu:

$$w_{inst} = w_{inst,0} + w_{inst,1} \quad (8.6)$$

Die Durchbiegung $w_{inst,0}$ ist also der Anteil ohne die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel. Der zweite Term ($w_{inst,1}$) ergibt sich aus der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel in allen Verbindungen. Infolgedessen steigt der zweite Term mit der Anzahl der Verbindungen im betrachteten Tragwerk an. Dies ist besonders bei Fachwerken aus Holz zu beachten, bei denen die Werte für $w_{inst,1}$ bis zu 50 % von $w_{inst,0}$ ausmachen können (siehe zum Beispiel Steck [3] oder Šilih et. al. [4]). Zum Beispiel nimmt bei Holzfachwerken, bei denen einzelne Bauteile nachgiebig miteinander verbunden sind, die Steifigkeit ab. In Finiten Elemente Analysen kann die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel in der Weise berücksichtigt werden, dass die Querschnittsfläche A_m der nachgiebig angeschlossenen Einzelbauteile durch ideale, verringerte Querschnittsfläche A_m^* ersetzt werden:

$$A_m^* = \frac{A_m}{1 + \frac{E_{m,mean} \cdot A_m}{L_m} \cdot \left(\frac{1}{K_{ser} \cdot k_{m,1}} + \frac{1}{K_{ser} \cdot k_{m,2}} \right)} \quad (8.7)$$

wobei $k_{m,1}$ und $k_{m,2}$ die Anzahl der Verbindungsmittel an beiden Enden des betrachteten Elementes m -te sind und K_{ser} die Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel bedeuten, die aus Eurocode 5 [1] für verschiedene Verbindungsmitteltypen entnommen werden können.

Die gesamte Anfangsdurchbiegung, wie in Glg. 8.6 definiert, sollte die Grenzwerte für die Verformungen nicht überschreiten. Für die Grenzwerte der Anfangsdurchbiegung von Einfeldträger wird in Eurocode 5 [1] die Einhaltung der Werte im Bereich von $L/300$ bis $L/500$ empfohlen. Dieser ist für Kragträger doppelt so hoch (siehe Tab. 8.2).

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Einfeldträger	L/300 bis L/500	L/250 bis L/350	L/150 bis L/300
Kragträger	L/150 bis L/250	L/125 bis L/175	L/75 bis L/150

Tab. 8.2 Beispiele für Grenzwerte der Durchbiegung von Biegeträgern

2.2 Enddurchbiegung

Unter einer Lasteinwirkung auf ein Bauteil über einen langen Zeitraum nimmt die Größe des Elastizitätsmoduls (E), wie in Abb. 8.1 schematisch dargestellt, ab.

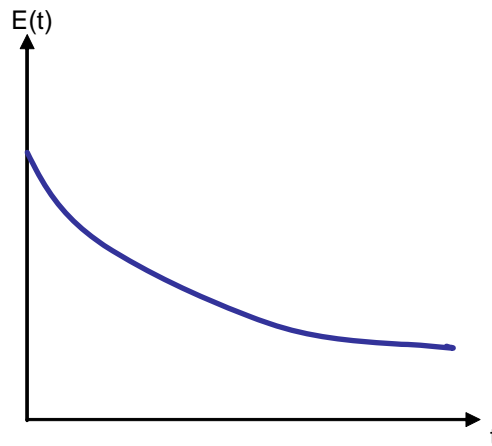


Abb. 8.1 Schematische Darstellung einer Kriechfunktion

Wegen der dargestellten Abnahme des E-Moduls (E) tritt eine zusätzliche Verformung, die so genannte Kriechverformung (w_{creep}) auf. Die Enddurchbiegung (w_{fin}) zum Zeitpunkt ($t = \infty$) ist ergibt sich deshalb aus der Summe der Anfangsdurchbiegung (w_{inst}) und der, in Abb. 8.2 schematisch dargestellten, Kriechverformung zu:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} \quad (8.8)$$

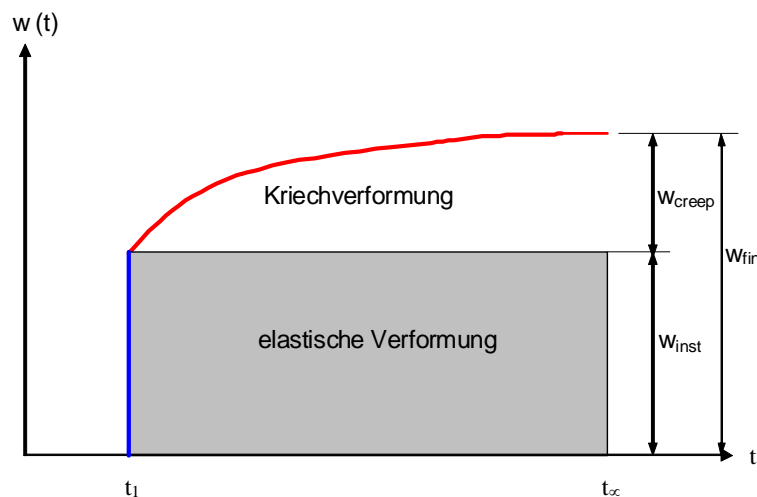


Abb. 8.2 Schematische Darstellung der Enddurchbiegung

Es ist nicht einfach die, in Abb. 8.1 dargestellte, Kriechfunktion analytisch zu definieren. Der Eurocode 5 [1] definiert den Einfluss mehrerer Lasten über das Boltzmann Kriterium, bei dem

die Kriechinflüsse aller Lasten, mit derselben Funktion berücksichtigt, aber mit unterschiedlichen Zeitspannen gemittelt werden. Eine schematische Darstellung mit drei unterschiedlichen Lasten ist in Abb. 8.3 wiedergegeben.

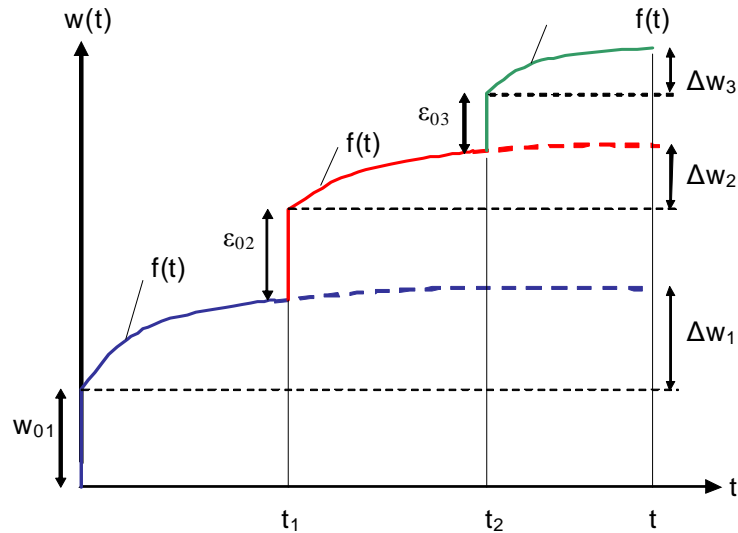


Abb. 8.3 Boltzmann-Superpositions-Kriterium

Dadurch kann der Kriechinfluss mehrerer Einwirkungen mit demselben Verformungsbeiwert (k_{def}), dessen Werte abhängig von der Festigkeitsklasse des Holzes (z.B. für SI: S1, S2, S3) und der Holzfeuchte sind, beschrieben werden. Die Lasteinwirkungsdauer kann näherungsweise mit dem Ψ_2 -Kombinationsbeiwert aus Tab. 8.1 berücksichtigt werden. Glg. (8.9) kann somit in folgender Form angeschrieben werden:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = w_{inst} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) \quad (8.9)$$

Andererseits sollte bei Anwendung einer Überhöhung (w_o) die gesamte Enddurchbiegung unterhalb der geraden Verbindungslinie zwischen den Auflagern ($w_{net,fin}$) angenommen werden (siehe Abb. 8.4). Somit ergibt sich:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_o = w_{inst} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) - w_o \quad (8.10)$$

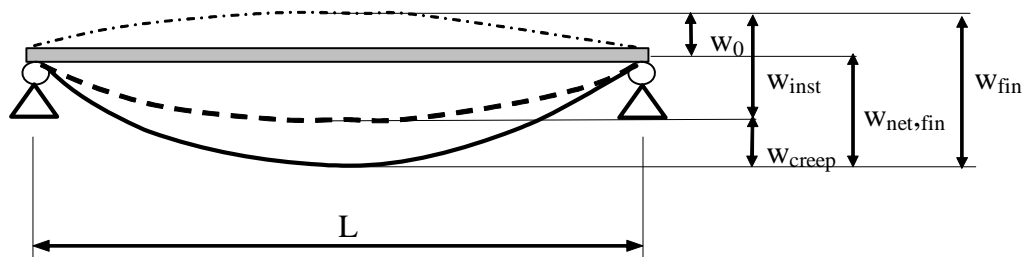


Abb. 8.4 Komponenten der Durchbiegungen



Aus diesem Grunde sollten die nachfolgend angeführten Begrenzungen für die Durchbiegungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eingehalten werden:

1. $w_{inst} \leq w_{inst,lim}$
2. $w_{fin} \leq w_{fin,lim}$
3. $w_{net,fin} \leq w_{net,fin,lim}$

(8.11)

Die festgelegten Grenzwerte aus Eurocode 5 [1] sind in Tab. 8.2 angegeben.

3 Schwingungen

Eurocode 5 [1] gibt an, dass die durch rotierende Maschinen oder andere Betriebseinrichtungen verursachten Schwingungen für die zu erwartende ungünstigste Kombination aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen begrenzt werden sollte. Für Wohnungsdecken mit Eigenfrequenzen, die größer als 8 Hz ($f_1 > 8 \text{ Hz}$) sind, sollten folgende Anforderungen eingehalten werden:

1. $\frac{w}{F} \leq a \quad [mm / kN]$

(8.12a)

und

2. $v \leq b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)} \quad [m / (Ns^2)]$

(8.12b)

wobei:

w ist die größte vertikale Anfangsdurchbiegung, verursacht durch eine konzentrierte vertikale statischer Kraft F, aufgebracht an beliebiger Stelle und unter Berücksichtigung der Lastverteilung,

v ist die Einheitsimpulsgeschwindigkeitsreaktion, d.h. der maximale Anfangswert der vertikalen Schwingungsgeschwindigkeitsamplitude der Decke (in m/s), verursacht durch einen idealen Einheitsimpuls (1Ns), der an der Stelle aufgebracht, der die größte Eigenfrequenz erzeugt. Anteile über 40 Hz dürfen vernachlässigt werden.

ζ ist der modale Dämpfungsgrad.

Der empfohlene Bereich der Grenzwerte für a und b und das empfohlene Verhältnis zwischen a und b ist in Fig. 8.5 dargestellt. Für eine, an allen vier Ecken gelenkig gelagerte, rechteckige Decke mit den Außenabmessungen l x b und Holzbalken mit einer Spannweite l, kann die Eigenfrequenz f_1 näherungsweise errechnet werden zu:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \quad (8.13)$$

wobei:

m ist die Masse pro Flächeneinheit, in kg/m^2 ;

l ist die Deckenspannweite, in m ;

$(EI)_l$ ist die äquivalente Plattenbiegesteifigkeit der Decke über eine Achse rechtwinklig zur Balkenrichtung, in Nm^2/m .

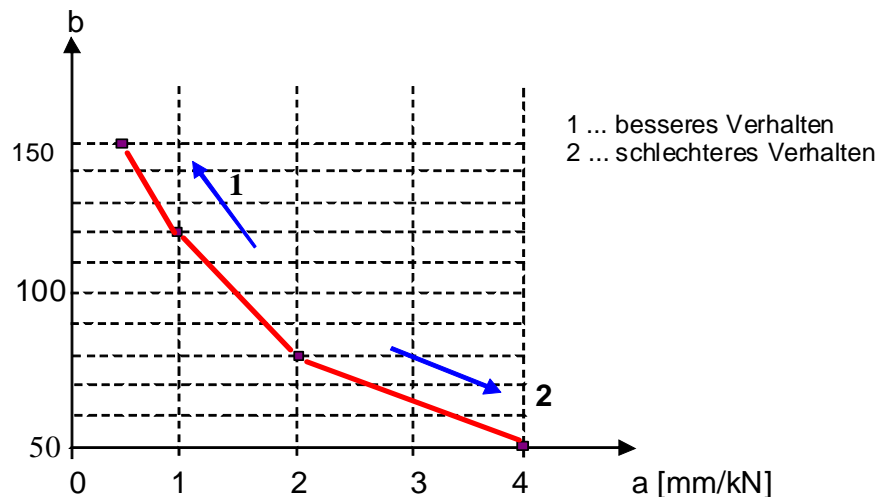


Abb. 8.5 empfohlener Bereich und Beziehung zwischen a und b

Für eine, an allen vier Rändern gelenkig gelagerte, rechteckige Decke mit den Außenabmessungen $b \times l$ darf der Wert v näherungsweise errechnet werden zu:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6 n_{40})}{mb\ell + 200} \quad (8.14)$$

wobei:

v ist die Einheitsimpuls geschwindigkeitsreaktion, in $\text{m}/(\text{Ns}^2)$;

n_{40} ist die Anzahl der Schwingungen erster Ordnung mit einer Resonanzfrequenzen bis zu 40 Hz,

b ist die Deckenbreite, in m ;

l ist die Deckenspannweite, in m ;

m ist die Masse pro Flächeneinheit, in kg/m^2 .



Der Wert n_{40} kann dabei errechnet werden zu:

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{\ell} \right)^4 \frac{(EI)_\ell}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad (8.15)$$

wobei:

$(EI)_b$ die äquivalente Plattenbiegesteifigkeit (in Nm^2/m) der Decke um eine Achse in Richtung der Balken, wobei: $(EI)_b < (EI)_\ell$.

4 Literatur

- [1] CEN/TC 250/SC5 N173,
"EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings";
Brussels, 2004
- [2] CEN/TC 250,
"EN 1990:2002 E, Eurocode: Basis of structural design",
Brussels 2002
- [3] Steck, G.;
„Fachwerkbinder aus Brettschichtholz und Vollholz“,
aus „STEP 2 – Holzbauwerke: Bauteile, Konstruktionen, Details nach Eurocode 5“,
Düsseldorf: Fachverlag Holz; 1995
- [4] Šilih, S., Premrov, M., Kravanja, S.;
"Optimum Design of Plane Timber Trusses Considering Joint Flexibility",
Engineering Structures 27(1), pp.; 2005

Kapitel 8 wurde von Miroslav PREMROV, Fakultät für Bauingenieurwesen, Universität Marburg / Slowenien bearbeitet.



Kapitel 9

NACHWEISFÜHRUNG IM GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT – BAUTEILE

1 Einleitung

In diesem Kapitel wird die Bemessung und Nachweisführung von Holzbauteilen bzw. -tragwerken für die Grundbeanspruchungen (Zug, Druck, Biegung, Schub und Torsion) und ihre Kombinationen wiedergegeben.

2 Allgemeines

Die meisten Holztragwerke werden unter Zuhilfenahme der Elastizitätstheorie im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen und berechnet. Holzbauteile werden nicht selten hohen Beanspruchungen ausgesetzt und ihre Versagensmodelle müssen die wesentlichen Baustoffeigenschaften des Vollholzes, Brettschichtholzes oder Holzwerkstoffe berücksichtigen und die auftretenden Einwirkungen und Einflüsse, z.B. Einfluss der Temperatur, Holzfeuchteänderungen und die zeitliche Entwicklung der Einwirkungen usw. sicher und zuverlässig abtragen.

2.1 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Entwurf und die Nachweisführung von Holzbauteilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, auf Basis des derzeitigen europäischen Normenkonzeptes (Eurocode 5) sollen sicherstellen, dass jeder Bauteil die nachfolgend angeführte Grundbedingungen zu erfüllen hat:

$$S_d \leq R_d \quad (9.1)$$

Wobei:

S_d den Bemessungswert der Lasteinwirkungskombinationen repräsentiert und

R_d den Bemessungswert der Tragfähigkeit des Holzbauteils (Beanspruchbarkeit) angibt.



Der Bemessungswert der Festigkeitseigenschaft (f_d) von Holzbauteilen ist wie folgt zu ermitteln:

$$f_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_k}{\gamma_M} \quad (9.2)$$

wobei

f_k den charakteristischen Wert der Festigkeitseigenschaften (gemäß den normativen Festlegungen) repräsentiert,

k_{mod} ist ein Modifikationsbeiwert, der den Einfluss der Lasteinwirkungsdauer und des Holzfeuchtegehalts berücksichtigt,

γ_M ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaft.

Die Bemessungswerte der Lasteinwirkungen können durch Kombination der charakteristischen Einwirkungen mittels mehrerer Lastfallkombinationen wie folgt ermittelt werden.

– für die ständige und / oder vorübergehende Lastfallkombination (Grundkombination):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_P P \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9.3)$$

– für die außergewöhnliche Lastfallkombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_K \oplus A_d \oplus (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.4)$$

– Für die Lastfallkombination unter Berücksichtigung einer Erdbebeneinwirkung:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_K \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.5)$$

Es bedeuten:

G ist eine ständige Einwirkung,

P ist eine Vorspannung,

Q sind veränderliche Einwirkungen (Q_1 ist die Leiteinwirkung, Q_i sind weitere veränderliche Einwirkungen),

A ist eine außergewöhnliche oder Einwirkung aus Erdbeben,

γ sind Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen, ψ sind Kombinationsbeiwerte.

3 Querschnittsnachweise bei einer Beanspruchung in einer Hauptrichtung

In diesem Kapitel wird die Nachweisführung für Holzbauteile mit konstantem Querschnitt, dessen Faserrichtung im Wesentlichen in Richtung der Längsachse des Bauteils verläuft und die durch Spannungen um eine Hauptachse beansprucht sind dargestellt. Die Koordinatenachsen sind dabei wie in Abb. 9.1 zu berücksichtigen.

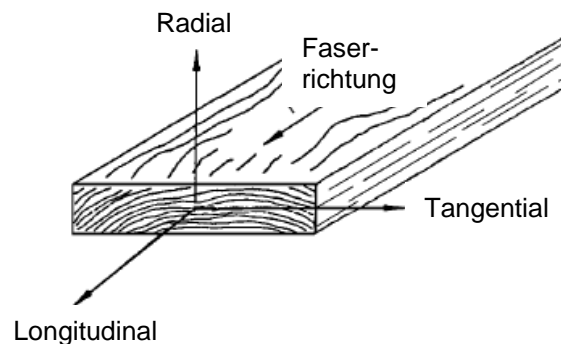


Abb. 9.1 Achsen der Bauteile aus Holz

Vollholz zeigt im Vergleich zu den Baustoffen Stahl oder Beton ein unterschiedliches Verhalten wenn es beansprucht wird wie aus Abb. 9.2 am Beispiel einer Biegebeanspruchung zu erkennen ist.

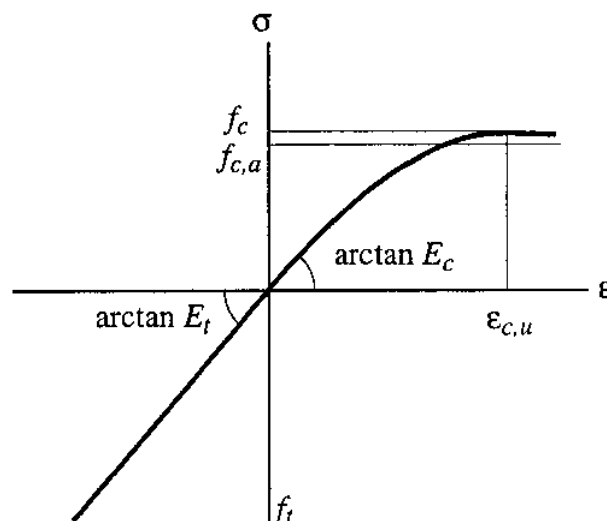


Abb. 9.2 Vollholz: Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Glos, 1978)



3.1 Holzbauteile bei Zugbeanspruchung

3.1.1 Zug in Faserrichtung

Bei einer Zugbeanspruchung in Faserrichtung weist „fehlerfreies“ Holz eine hohe Festigkeit (über 100 N/mm²) auf. Infolge der vorhandenen natürlichen Inhomogenitäten und Wuchsunregelmäßigkeiten und sonstiger Abweichungen im Bauholz und den Holzwerkstoffen (wie z.B. Äste, Risse, Faserwinkeln, usw.), die oft ungerechtfertigterweise als „Holzfehler“ bezeichnet werden reduziert sich die Zugfestigkeit in Faserrichtung auf weniger als 10 N/mm² für Bauholz mit geringerer Qualität.

Die Zugfestigkeit in Faserrichtung wird auch durch die Bauteilgröße beeinflusst. Die in Eurocode 5 bzw. EN 338 und EN 1194 angeführten charakteristischen Festigkeitswerte sind auf maximale Querschnittsabmessungen (Breiten) von 150 mm für Vollholz und 600 mm für Brettschichtholz bezogen. Für Vollholzbreiten mit weniger als 150 mm bzw. 600 mm für Brettschichtholz darf der Bemessungswert mit dem Faktor k_h multipliziert werden.

Die Grundformel für die Bemessung und Nachweisführung bei Zug in Faserrichtung lautet:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (9.6)$$

wobei:

$\sigma_{t,0,d}$ Bemessungswert der Zugspannung in Faserrichtung;

$f_{t,0,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit in Faserrichtung.

3.1.2 Zug rechtwinklig zur Faserrichtung

Bei einer Beanspruchung durch Zug rechtwinklig zur Faserrichtung weist Holz die geringsten Festigkeiten auf, deshalb sollte diese Beanspruchungen tunlichst vermieden oder so gering als möglich gehalten werden. Der Effekt der Bauteilgröße ist zu berücksichtigen.

Die Grundformel für die Bemessung und Nachweisführung bei Zug rechtwinklig zur Faserrichtung lautet:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (9.7)$$

wobei:

$k_{vol} = 1$ für Vollholz;

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0.2}$$

für Brettschichtholz und Furnierschichtholz (LVL) mit der vorwiegenden Orientierung der Furniere in Richtung der Trägerachse;

V_0 ist das Bezugsvolumen von 0,01 m³;



V	ist das beanspruchte Volumen in m^3 ;
$\sigma_{t,90,d}$	ist die Bemessungswert der Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung;
$f_{t,90,d}$	ist die Bemessungswert der Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung.

3.2 Holzbauteile bei Druckbeanspruchung

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit haben auf Druck belastete Bauteile ihre Beanspruchbarkeit infolge Stauchung oder Ausknicken einzelner Faserbündel bzw. Teile des Querschnittes erreicht (Abb. 9.3). Im Gegensatz zum spröden, schlagartigen Versagen der Zugbauteile erfolgt das „Versagen“ bei Druckbeanspruchung ruhig und schrittweise. Das Ausknicken einzelner Querschnittsbereiche erfolgt sehr kontinuierlich und leise, sodass es zumeist nicht mit einem Versagen assoziiert wird. Die Stauchung von Faserbündeln ist begleitet von einem „knirschenden oder knackenden“ Geräusch. Trotz des „leisen“ und gutmütigen Versagens können auch diese Versagensmechanismen zu einem Verlust oder zumindest einem Teilverlust der Tragfähigkeit des Tragwerkes führen und ein Risiko für Menschenleben darstellen. Beide Arten des Versagens sind dementsprechend mit derselben Konsequenz zu betrachten, wie die der vergleichsweise dramatischeren Zug- und Biegebrüche.

3.2.1 Druck in Faserrichtung

Die Festigkeit von Holz bei Druck in Faserrichtung wird durch Wuchsunregelmäßigkeiten auf Werte von $f_{c,0} = 25$ bis 40 N/mm^2 reduziert. Wenn gedrungene Holzbauteile (ohne Stabilitätsproblemen) in Faserrichtung bis zum Auftreten von „Stauchungen“ geprüft werden, treten lokale Schäden im Faserverbund unter einem bestimmten Winkel ($50^\circ - 65^\circ$) (Abb. 9.3).

Die Grundformel für die Bemessung und Nachweisführung bei Druck in Faserrichtung lautet:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (9.8)$$

wobei

$\sigma_{c,0,d}$	der Bemessungswert der Druckspannung in Faserrichtung ist;
$f_{c,0,d}$	der Bemessungswert der Druckfestigkeit in Faserrichtung ist.

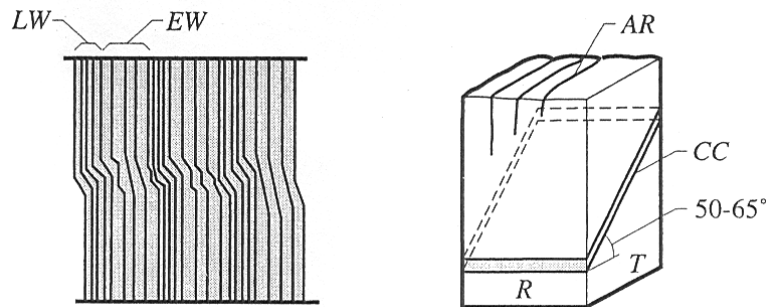


Abb. 9.3 Versagensmechanismus von Holzbauteilen unter Druck

3.2.2 Druck lotrecht zur Faser

Die Tragfähigkeit von Bauteilen aus Holz bei einer Beanspruchung durch Druck rechtwinklig zur Faserrichtung ist eine Funktion der „Zusammendrückbarkeit“ der Holzstruktur. Wenn die Beanspruchbarkeit überschritten wird, treten lokale Stauchungen und markante Verformungen auf (Abb. 9.4). Der Einfluss der Wuchsunregelmäßigkeiten auf die Festigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung ist gering.

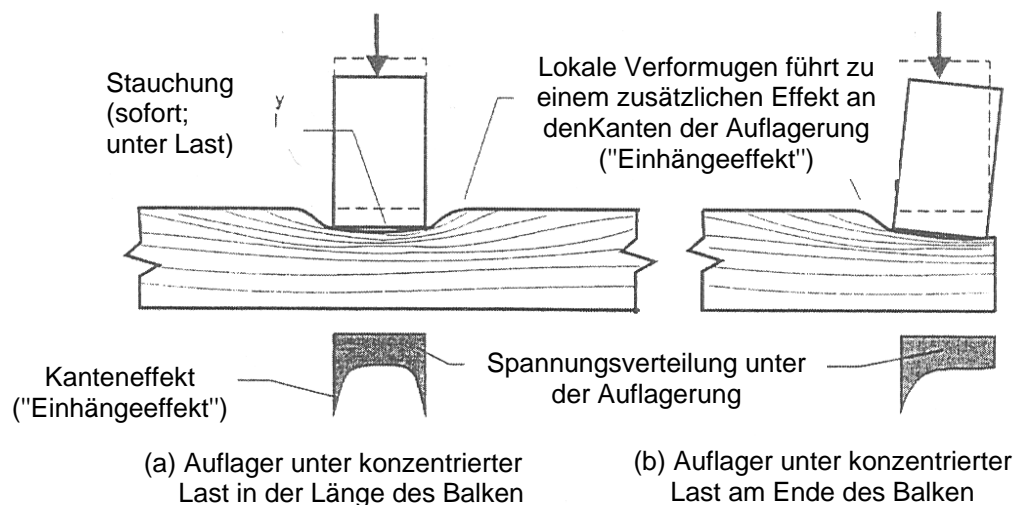


Abb. 9.4 Effekte an Stützen und lokalen Kräfteinleitungsbereichen bei Druck rechtwinklig zur Faserrichtung

Die Grundformel für die Bemessung und Nachweisführung bei Druck rechtwinklig zur Faserrichtung lautet:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (9.9)$$

wobei:

$\sigma_{c,90,d}$ der Bemessungswert der Druckspannung rechtwinklig zur Faserrichtung ist;

$f_{c,90,d}$ der Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung ist;

$k_{c,90}$ ein Beiwert ist, der die Lastkonfiguration, die Möglichkeit des Aufspaltens und das Ausmaß der Verformungen berücksichtigt.

3.3 Holzbauteile bei Biegebeanspruchung

Bauteile unter Biegebeanspruchung werden als Träger oder (Biege-) Balken bezeichnet (z.B. Vollholzbauteil im Biegeversuch in Abb. 9.5). Träger sind im Allgemeinen horizontale Tragelemente, die auf zumindest zwei Auflagern aufliegen und die Belastung durch Biegewirkung ableiten. Die im Träger auftretenden Biegemomente entstehen infolge der Einwirkungen, die in der Ebene der Durchbiegung wirken.



Abb. 9.5 Biegeversuch an Vollholz

Für Träger, die durch zweiachsiale Biegung beansprucht werden, sind beiden folgenden Bedingungen zu erfüllen:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.10)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.11)$$



wobei:

$\sigma_{m,y,d}$ und $\sigma_{m,z,d}$ sind die Bemessungswerte der Biegespannungen um die jeweiligen Hauptachsen;

$f_{m,y,d}$ und $f_{m,z,d}$ die Bemessungswerte der Biegefestigkeiten;

k_m ist ein Faktor, der die Spannungumlagerung und den Effekt der Inhomogenität des Materials im Querschnitt berücksichtigt.

Der Wert des Faktors k_m sollte wie folgt angenommen werden:

- für Vollholz, GLT, LVL: $k_m = 0,7$ (für rechteckige Querschnitte)
 $k_m = 1,0$ (für alle anderen Querschnitte)
- für Holzwerkstoffe beliebigen Querschnitts: $k_m = 1,0$.

3.4 Holzbauteile bei Schubbeanspruchung

Wenn ein Holzbalken durch Momente beansprucht wird treten zumeist auch Querkräfte auf, die nach der Elastizitätstheorie auch Schubspannung verursachen. Dabei wirken nach dem Satz der zugeordneten Schubspannungen sowohl Schubbeanspruchungen in und quer zur Trägerlängsachse bzw. im Allgemeinen in und rechtwinklig zur Faserrichtung auf.

Die Grundformel für die Bemessung und Nachweisführung bei Schubspannungen lautet:

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} \quad (9.12)$$

wobei:

$\tau_{v,d}$ der Bemessungswert der Schubspannung ist;

$f_{v,d}$ der Bemessungswert der Schubfestigkeit ist.

Für rechteckige Querschnitte ergibt sich der maximale Wert der Bemessungsschubspannung zu:

$$\tau_{v,d} = \frac{3 V_d}{2 A} \quad (9.13)$$

Für runde Querschnitte ist der maximale Wert der Bemessungsschubspannung mit der nachfolgenden Gleichung zu ermitteln:

$$\tau_{v,d} = \frac{4 V_d}{3 A} \quad (9.14)$$

wobei A die Querschnittsfläche und V_d der maximale Bemessungswert der Querkraft ist.



3.5 Holzbauteile bei Torsionsbeanspruchung

Torsionsspannungen treten in Bauteilen auf, die Lasten exzentrisch zu den Hauptachsen abtragen und / oder durch Torsionsmomente beansprucht werden. Nach den Regeln der Elastizitätstheorie kann die maximale Torsionsspannung für Vollholzbauteile wie folgt ermittelt werden:

$$\tau_{tor} \leq k_{shape} f_{v,d} \quad (9.15)$$

mit:

$k_{shape} = 1,2$ für einen runden Querschnitt

$$k_{shape} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.15 \frac{h}{b} \\ 2.0 \end{array} \right\} \quad \text{für einen rechteckigen Querschnitt;}$$

$\tau_{tor,d}$ ist der Bemessungswert der Torsionsspannung;

$f_{v,d}$ ist der Bemessungswert der Schubfestigkeit;

k_{shape} ist ein Faktor, der der Form und Art des Querschnitts abhängig ist;

h ist die größere Querschnittsabmessung;

b ist die kleinere Querschnittsabmessung.

Für runde Querschnitte ergibt sich der maximale Wert der Torsionsspannung:

$$\tau_{tor} \leq \frac{2 M_T}{\pi r^3} \quad (9.16)$$

wobei r der Radius des Querschnitts ist.

Für quadratische/rechteckige Querschnitte ergibt sich der maximale Wert der Torsionsspannung zu:

$$\tau_{tor} \leq \frac{M_T}{\alpha h b^2} \quad (9.17)$$

wobei:

M_T der Maximalwert des Torsionsmoments ist;

h die Höhe des Querschnittes ist;

b die Breite des Querschnittes ist;

α ist ein Faktor abhängig vom h/b -Verhältnis (nach Timoshenko).

4 Entwurf und Nachweisführung für kombiniert beanspruchte Querschnitte

4.1 Druckbeanspruchung unter einem Winkel schräg zur Faserrichtung

Diese Beanspruchung tritt häufig in zimmermannsmäßigen Verbindungen auf (Abb. 9.6).



Abb. 9.6 zimmermannsmäßige Verbindung

Die Druckspannungen bei einer Beanspruchung unter einem Winkel zur Faserrichtung sind mit der folgenden Gleichung zu ermitteln (Hankinson-Formel (siehe auch Abb. 9.7)):

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (9.18)$$

wobei:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ der Bemessungswert der Druckspannung unter einem Winkel α zur Faserrichtung ist;

$k_{c,90}$ Querdruckbeiwert (siehe Abschnitt 3.2.2).

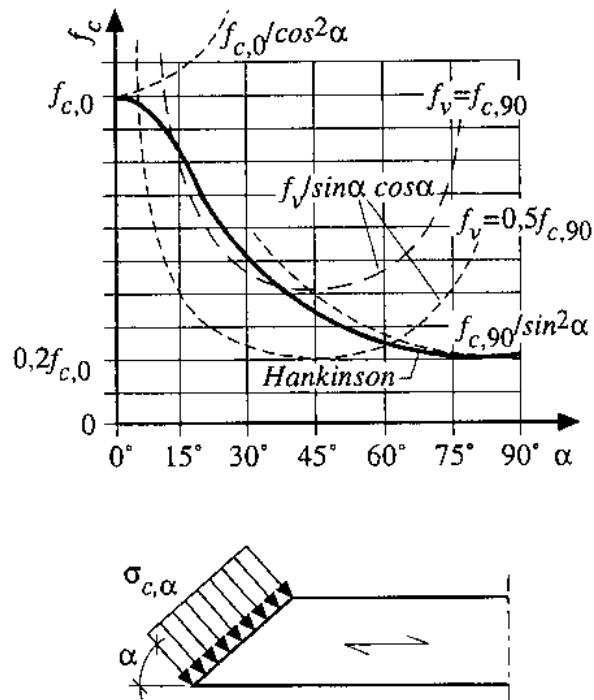


Abb. 9.7 Druckfestigkeit unter einem Winkel zur Faserrichtung

4.2 Kombinierte Beanspruchung aus Biegung und Zug in Faserrichtung

Die folgenden Bedingungen sind einzuhalten:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.19)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.20)$$

4.3 Kombinierte Beanspruchung aus Biegung und Druck in Faserrichtung

Die folgenden Bedingungen sind einzuhalten:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.21)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.22)$$

4.4 Bauteilnachweise (Stabilitätsnachweise)

4.4.1 Knicken von Druckstäben

In Längsrichtung belastete schlanke Stäbe haben die Tendenz des seitlichen Ausweichens in Richtung der maximalen Schlankheit (siehe Abb. 9.8). Dieses Stabilitätsproblem wird als Biegeknicken bezeichnet. Deshalb hängt die Beanspruchbarkeit schmaler Stützen im Wesentlichen entweder von der Druck- und der Biegesteifigkeit sowie dem Elastizitätsmodul ab. Weiters ist Beanspruchbarkeit schlanker Bauteile eine Funktion weiterer Faktoren, die in zwei Gruppen unterteilt werden können.

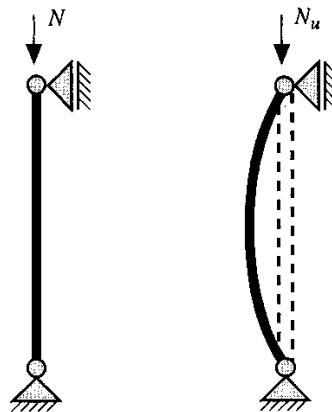


Abb. 9.8 Skizze zum Ausknicken eines Druckstabes

Die erste Gruppe beinhaltet die geometrischen Abmessungen der Druckbauteile, wie den Querschnitt und die Länge, die Auflagerbedingungen und die Baustoffeigenschaften, die durch die Wahl der Festigkeitsklasse, die Nutzungsklasse und die Klasse der Lasteinwirkungsdauer des führenden Lastfalls bestimmt sind. Diese Faktoren sind vom entwerfenden Ingenieure zu bestimmen und berücksichtigen bzw. kann durch sie die Tragfähigkeit der Bauteile bewusst gesteuert werden.

Die zweite Gruppe der Faktoren, die die Tragfähigkeit schlanker Säulen beeinflussen betreffen die Geometrie, die Baustoffvariabilität und die Imperfektionen. Keine Tragstruktur entspricht in idealer Weise den Vorgaben der Planung, so dass diese Faktoren während des Entwurfs der Druckstäbe zu beachten sind. Im Allgemeinen verfügen die entwerfenden Ingenieure nicht über ausreichende Informationen über diese Faktoren, so dass ihre Einflüsse implizit in den Entwurfsrichtlinien der Normen (z.B. EC 5) berücksichtigt werden müssen. Die wichtigsten geometrischen Imperfektionen von Druckstäben sind die spannungslose Vorkrümmungen, Schiefstellungen der Bauteilachse und die Abweichungen der Querschnittsabmessungen vom nominellen Wert. Materielle Imperfektionen beinhalten Wachstumseigenschaften und andere Faktoren, die das Spannungs-Dehnungs-Verhalten beeinflussen (siehe Abb. 9.2). Im Allgemeinen ist die Spannungs-Dehnungs-Kurve bei Beanspruchung durch Zugspannungen linear elastisch bis zum Versagen des Holzes, und nicht-linear mit beachtlichen plastischen Deformationen unter Druckspannungen. Der Zustand der Spannungs-Dehnungs-Kurve von europäischem Nadelholz ist hauptsächlich von der Rohdichte, der Astgröße, dem Druckholzanteil und der Holzfeuchte abhängig.

Prinzipiell können schlanke Druckstäbe mit zwei möglichen Vorgangsweisen bemessen werden: Die erste bezieht eine Berechnung zweiter Ordnung mit ein, wobei das Gleichgewicht der Momente und Kräfte unter Beachtung der Verformungen der Bauteile aufgestellt wird. Der zweite Ansatz basiert auf der Verwendung von Knicklinien, die die Abnahme der Festigkeit durch Vergleich der Tragfähigkeit des zu beurteilenden Druckstabes mit einem unendlich biegesteifen Druckstab berücksichtigen, d.h. der Knicknachweis wird dann als Nachweis eines Druckstabes mit verminderter Festigkeit geführt.

Gemäß Eurocode 5 beschreiben die Knickkurven (Abb. 9.9) den Einfluss der Schlankheit auf die Beanspruchbarkeit eines beidseitig gelenkig gelagerten Druckstabes. Die Werte auf der Knickkurve repräsentieren dabei die charakteristische Druckbeanspruchbarkeit des Stabes mit der Schlankheit λ (siehe Abb. 9.9). Die Schlankheit λ ist dabei definiert als das Verhältnis der freien Länge (Knicklänge) und des Trägheitsradius um die betrachtete Querschnittsachse.

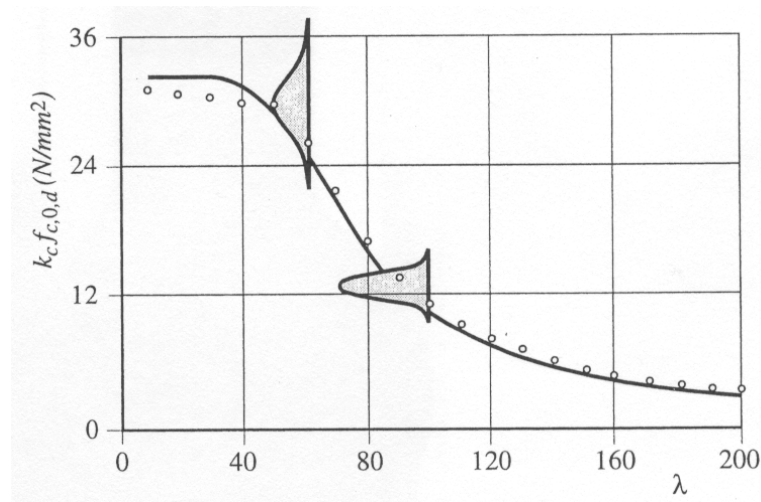


Abb. 9.9 Knickkurve gemäß EC 5

Die wirksame Länge oder Knicklänge eines Druckstabes ist definiert als Länge eines beidseitig gelenkig gelagerten Druckstabes mit derselben elastischen kritischen Knicklast wie jene des betrachteten Bauteils (Ersatzstabverfahren). Die Knicklänge kann anschaulich als Abstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Wendepunkten der betrachteten Druckstäbe gedeutet werden. Abb. 9.10 zeigt die vier Euler-Fälle, in denen die Knicklänge für verschiedene Lagerungsbedingungen des ideal geraden Druckstabes eingetragen ist.

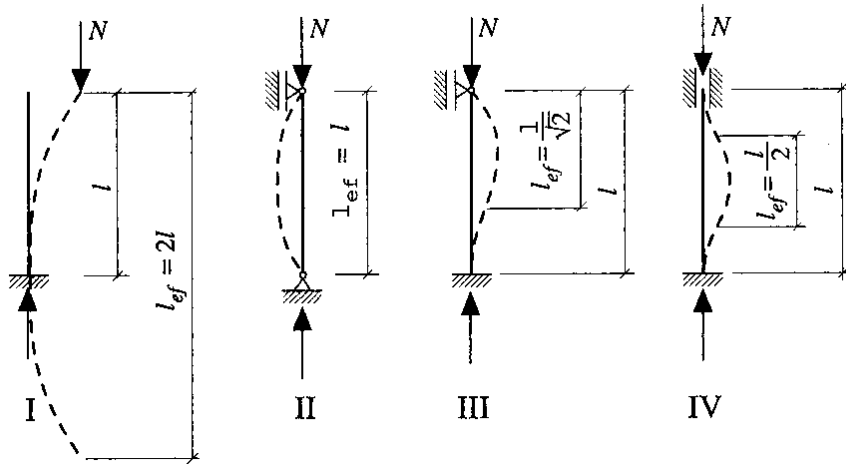


Abb. 9.10 Knicklängen für verschiedene Lagerbedingungen eines idealen Druckstabes (Eulerfälle I bis IV)

Die Grundformel für die Bemessung und Nachweisführung bei einer Druckbeanspruchung schlanker Stützen ist:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (9.23)$$

wobei:

$\sigma_{c,0,d}$ der Bemessungswert der Druckspannung in Faserrichtung ist;

$f_{c,0,d}$ der Bemessungswert der Druckfestigkeit in Faserrichtung ist;

k_c ein Beiwert ist, der die Reduktion der Druckfestigkeit parallel zur Faser infolge Knicken berücksichtigt Knickbeiwert.

Dieser kann mit der nachfolgenden Gleichung ermittelt werden:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (9.24)$$

$$k = 0.5 \left[1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2 \right] \quad (9.25)$$

wobei:

β_c materialabhängiger Imperfektionsbeiwert ($\beta_c = 0,2$ für Vollholz, $\beta_c = 0,1$ für Brettchichtholz und Furnierschichtholz (LVL)).

Die relative Schlankheit ist dabei definiert durch:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \quad (9.26)$$

wobei:

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 \frac{E_{0,05}}{\lambda^2} \quad (9.27)$$

mit der geometrischen Schlankheit $\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$ ist.

4.4.2 Biegedrillknicken von Trägern

Beim Entwurf von Biegeträgern steht das Hauptanliegen üblicherweise in erster Linie darin eine ausreichende Tragfähigkeit sowie Steifigkeit um die vertikale Hauptachse sicherzustellen. Dies führt im Allgemeinen zu Querschnittsformen, bei der die Steifigkeit in der vertikalen Ebene viel größer ist als in horizontaler Ebene. Abb. 9.11 zeigt die Reaktion eines um die zweite Hauptachse schlanken Trägers, der durch Biegemoment in der vertikalen Ebene beansprucht wird. Dabei wird ersichtlich, dass dieser sowohl seitlich in Richtung der schlankeren Hauptachse ausweicht und sich zusätzlich verdreht, weshalb diese Instabilitäterscheinung auch als Biegedrillknicken oder im Fall einer reinen Momentenbeanspruchung als Kippen bezeichnet wird. Dieser Instabilitätsfall weist insofern eine gewisse Ähnlichkeit zum Ausknicken von Druckstäben auf, als dass der biegedruckbeanspruchte Teile des Biegeträgers um die schlankere Achse ausknickt.

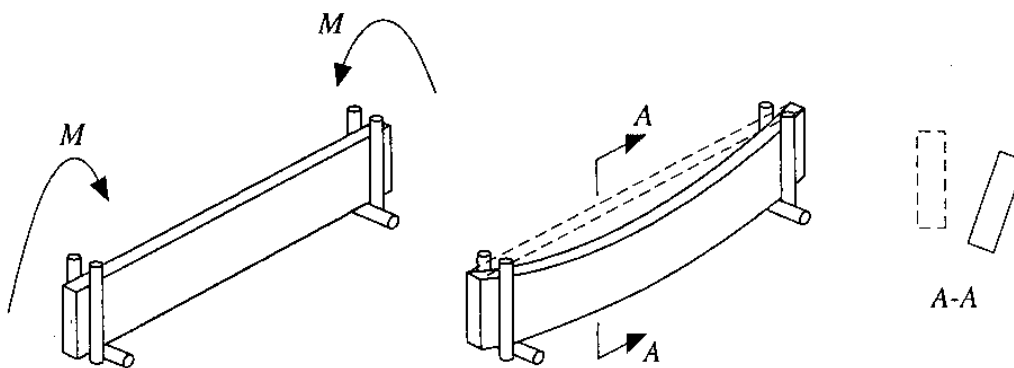


Abb. 9.11 Biegedrillknicken eines, an den Enden gabelgelagerten, Einfeldträgers



Die Grundformel für die Bemessung und Nachweisführung eines biegedrillknickgefährdeten, an den Enden gabelgelagerten Einfeldträgers (Stabilitätsproblem) nach EC5 lautet:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (9.28)$$

wobei:

$\sigma_{m,d}$ der Bemessungswert der Biegespannung ist;

$f_{m,d}$ der Bemessungswert der Biegefestigkeit ist;

k_{crit} der Faktor, der die Reduktion der Biegefestigkeit infolge seitlichen Ausweichens (Biegedrillknicken) berücksichtigt.

Der Faktor k_{crit} ist eine Funktion der relativen Schlankheit bei Biegung $\lambda_{rel,m}$:

$$k_{crit} = 1 \quad \text{für } \lambda_{rel,m} \leq 0.75$$

$$k_{crit} = 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} \quad \text{für } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4$$

$$k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel}^2} \quad \text{für } 1.4 < \lambda_{rel,m}$$

Mit:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (9.29)$$

Die kritische Biegespannung lässt sich aus der nachfolgenden Gleichung ermitteln zu:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y} \quad (9.30)$$

5 Zusammenfassung

Vollholz und Holzwerkstoffe beinhalten in Allgemeinen Inhomogenitäten, Imperfektionen und Wuchsmerkmale, die die mechanischen und sonstigen Eigenschaften in Kombination mit den Einwirkungen und den Umgebungsbedingungen, beeinflussen. Diese Faktoren sind bei der Bemessung und Nachweisführung im Gegensatz anderen Baustoffen mittels entsprechender Ansätze zu berücksichtigen.



6 Literatur

- [1] Blass, H. J. et. al.;
"STEP 1 – Timber Engineering",
Centrum Hout, Niederlande, 1995
- [2] Kuklíc, P.;
"Timber Structures 10",
CTU Prague, ISBN 80-01-02639-6, 2002
- [3] Forest Products Laboratory;
"Wood handbook – Wood as an engineering material",
Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-113. Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest
Service, Forest Products Laboratory, 463 p., 1999

Kapitel 9 wurde von Alois MATERNA und Antonín LOKAJ, Fakultät für Bauingenieurwesen,
Technische Universität Ostrau / Tschechische Republik bearbeitet.



NACHWEISFÜHRUNG IM GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT – VERBINDUNGEN

1 Einleitung

Das konstruktive Bauen mit Holz ist auf Grund der natürlich vorgegebenen Randbedingungen – stabförmigen Produkten mit beschränkten Querschnittsabmessungen – wesentlich geprägt durch eine effiziente und sichere Verbindungstechnik. In vielen Fällen werden die Abmessungen der einzelnen Bauteile nicht auf Grund der zu übertragenden Kräfte und Momente, sondern von den Verbindungen der einzelnen Bauteile bestimmt. Bei deren Entwurf und konstruktiver Gestaltung ist insbesondere das Verhalten hinsichtlich der Tragfähigkeit, der Steifigkeit und der Duktilität zu beachten.

Neben weiteren technischen Fragestellungen, wie z. B. dem Verhalten bei dynamischer Beanspruchung oder dem Brandschutz, beeinflussen die Verbindungen auch in ganz erheblichem Maße die Herstellungs- und die Montagekosten. Der richtigen Auswahl der, für den jeweils gewünschten Zweck, optimalsten Verbindungsmittel kommt daher maßgebende Bedeutung für die wirtschaftliche Lösung und die Konkurrenzfähigkeit einer Konstruktionsaufgabe im Ingenieurholzbau zu. Demzufolge ist die Anzahl der Verbindungen in einem Bauwerk möglichst gering zu halten, wobei die Größe der Bauteile auf die Möglichkeiten der Fertigung, der Montage und des Transportes zur Baustelle abzustimmen ist. Trotz des möglichen Einsatzes unterschiedlicher Verbindungssysteme mit den jeweiligen spezifischen Eigenschaften sollte innerhalb eines Bauwerks nach Möglichkeit derselbe Verbindungsmitteltyp mit möglichst wenigen Differenzierungen (z. B. Stahlblechdicken, Stabdübeldurchmesser, etc.) zur Anwendung kommen. Die Stöße und Anschlüsse sind dabei stets möglichst einfach und kompakt auszubilden.

Neben den technischen und ökonomischen Auswirkungen sollte sich der planende Architekt bzw. Ingenieur bereits in der Entwurfsphase dessen bewusst sein, dass die gewählte Verbindungsmittelart auch die architektonischen Qualitäten eines Tragwerkes beeinflusst bzw. den ästhetischen Ausdruck eines Tragwerkes unter Umständen entscheidend berührt.

2 Verbindungsmittelarten und Verbindungen

Die Entwicklung der Verbindungstechnik im Holzbau erfolgte in vielen Fällen weitgehend projektspezifisch nach zufälligen, spontanen Bedürfnissen. Daraus entstanden im Laufe der Zeit eine Unzahl verschiedener Verbindungsmittelsysteme bzw. entsprechender Verbindungsarten.

Diese berücksichtigen im Allgemeinen eine Anpassung an:

- die Art der Belastung (Druck, Zug, Biegung, ...),
- die Holzart und die Holzfeuchte,
- die geometrischen Randbedingungen der Verbindung und die Größe der zu verbindenden Bauteile,
- den Bauablauf (Herstellung / Montage).

Dementsprechend existieren in der Fachliteratur auch verschiedenste Einteilungsarten für Verbindungsmittel und Verbindungen. Die folgende Unterteilung wird in diesem Kapitel verwendet:

2.1 Zimmermannsmäßige (traditionelle) Verbindungen

Im Allgemeinen werden die Kräfte von lastabtragenden Bauteilen über Kontaktpressung der Verbindungsbereiche und durch Reibung übertragen. (Mechanische) Verbindungsmittel werden nur zur Sicherung der Passform der Verbindung oder für die Einleitung zusätzlicher Kräfte verwendet. Diese Verbindungen werden oft nur durch die Erfahrungen der Zimmerer sowie mittels Konstruktionsregel ausgeführt und selten durch Ingenieure entworfen (berechnet). Obwohl viele Arten bekannt sind werden heute nur noch einige zimmermannsmäßig hergestellte Verbindungen verwendet (Grundformen siehe Abb. 10.1). Seit ungefähr zwei Jahrzehnten können traditionelle Verbindungen durch Verwendung von CNC-Maschinen wirtschaftlich hergestellt werden. Dadurch hat sich das Interesse an diesen Verbindungstypen in letzter Zeit erneuert.

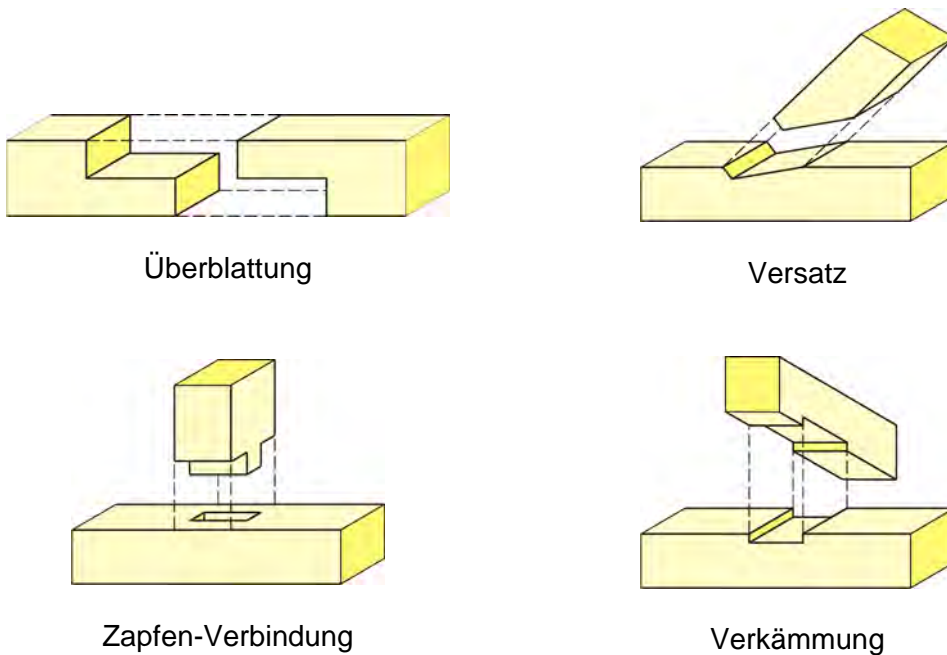


Abb. 10.1 Grundformen zimmermannsmäßiger Verbindungen

2.2 Ingenieurmäßige Verbindungen

Im Gegensatz zu den zimmermannsmäßigen Verbindungen werden diese Verbindungen (berechnet und optimiert) von Ingenieure entworfen. Als eine weitere Eigenschaft erfolgt die Lastabtragung durch mechanische Verbindungsmittel oder Klebstoffe. In Abhängigkeit von der Art der Lastübertragung zwischen den Bauteilen können die ingenieurmäßigen Verbindungen in vier Gruppen unterteilt werden:

2.2.1 stiftförmige Verbindungsmittelsysteme

Die stiftförmigen Verbindungsmittelsysteme stellen die wichtigste Gruppe der Verbindungsmittelsysteme in Ingenieurholzbau dar. In Abhängigkeit vom Lastübertragungsmechanismus kann diese Gruppe in zwei Untergruppen eingeteilt werden:

- vorwiegend auf Abscheren beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel

Die Tragfähigkeit wird sowohl durch das Biegeverhalten des stiftförmigen Verbindungsmittels (Fließmoment), als auch das Tragverhalten des Holz (Lochleibungsfestigkeit), sowie die übertragbaren Schubspannungen entlang der äußeren Umriss des Verbindungsmittels beeinflusst. Klammern, Nägel, Bolzen und Stabdübel bzw. Passbolzen, aber auch auf Abscheren beanspruchte eingeklebte Gewindestangen können dieser Gruppe zugeordnet werden (Abb. 10.12).



Klammern (mit Druckluftmaschine)



Nägel



(Holz-) Schrauben



Bolzen



Stabdübel bzw. Passbolzen



eingeklebte Gewindestangen
(vorwiegend auf Abscheren beansprucht)

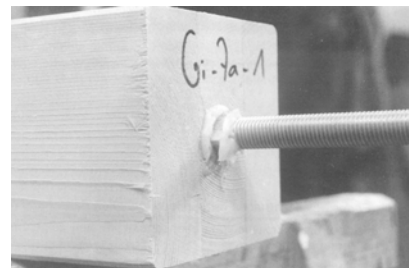
Abb. 10.2 vorwiegend auf Abscheren beanspruchte, stiftförmige Verbindungsmittel

- vorwiegend auf Herausziehen bzw. Hineindrücken beanspruchte Verbindungsmittel

Die Vertreter dieser Verbindungsmittelgruppe leiten die jeweiligen Einwirkungen über Schubspannungen entlang der Mantelflächen der Verbindungsmittel (Ausziehkräfte) ein. Eingeklebte Gewindestangen (in Richtung der Verbindungsmittelachse beansprucht) und in einem Winkel zur Faserrichtung eingebrachte, selbstbohrende (Vollgewinde-Holz-) –Schrauben (für hohe Beanspruchungen der Verbindungen), aber auch Spezialnägeln (Spiral- und Rillennägeln) für kleinere Beanspruchungen sind typische Vertreter dieser Untergruppe (Abb. 10.3).



selbstbohrende (Holz-) Schrauben



eingeklebte Gewindestangen
(vorwiegend auf Herausziehen /
Hineindrücken beansprucht)

Abb. 10.3 vorwiegend auf Herausziehen / Hineindrücken
beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel

- Kombiniert beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel

Manche Verbindungsmittel können in beide Richtungen – quer und längs zu ihrer Achse – beansprucht werden. Im Zuge der Nachweisführung werden die Kräfte in beide Richtungen aufgeteilt und die Lastabtragungskapazität des so beanspruchten Verbindungsmittels wird dann über Interaktionsregeln festgelegt.

2.2.2 flächenförmig (mechanisch) wirkende Verbindungsmittel

Die Lastabtragung wird vorwiegend durch die großen Übertragungsflächen an den Oberflächen der Bauteilverbindungen erreicht. Dieser Gruppe können unter anderem zugeordnet werden: Dübel besonderer Bauart (Einlass (Ring)-, Einpress- und Einlass-/Einpress-Dübel und Nagelplatten (Abb. 10.4).



Einlassdübel (Ringdübel)



Einlass-/Einpressdübel



ein- und zweiseitiger Einpressdübel



Nagelplatten

Abb. 10.4 flächenförmig (mechanisch) wirkende Verbindungsmittel

2.2.3 Klebeverbindungen

Die jeweiligen Bauteile werden durch Verwendung von Klebstoffen miteinander verbunden. Für die Produktion ist eine umfangreiche Qualitätskontrolle erforderlich. Dieser Verbindungsmitteltyp wird für die Herstellung von Keilzinken in der Produktion von Brettschichtholz, mit großen Keilzinken und auch für die Verbindung von Rahmenecken, etc. angewendet. Eine weitere Anwendung ist das Kleben größerer Flächen für die Lastabtragung in Holz-Holz- Verbindungen und für breite Brettschichtholzbauteile (Blockverklebung).



Abb. 10.5 Keilzinkenverbindung einer Brettschichtholzlamelle und geklebtes Rahmeneck

Eine neue Möglichkeit (zumindest im Labor) ist das „Holzschweißen“ unter Nutzung des „natürlichen Klebstoffes“ Lignin. Weil eine bestimmte Ähnlichkeit zu den geklebten Verbindungen besteht soll dieser Typ der Vollständigkeit halber auch hier angeführt werden.

2.2.4 (Stahlblech-) Formteile und „Systemverbinder“

Um eine schnellere und unkompliziertere Montage zu erreichen, sind geformte (Stahlblech-) Teile für unterschiedliche Zwecke, Geometrien und Abmessungen erhältlich. Seit kurzer Zeit können auch standardisierte „Systemverbinder“, ähnlich der im Möbelbau verwendeten, für die verschiedenen lastabtragenden Verbindungen eingesetzt werden (Abb. 10.5).



(Stahlblech-) Formteile



Systemverbinder

Abb. 10.6 Stahlformteile und Systemverbinder

3 Entwurf von Verbindungen

Im folgenden Abschnitte werden allgemeine Grundsätze und Anforderungen an den Entwurf von Verbindungen – unterteilt in technische und wirtschaftliche Gesichtspunkte – für Verbindungsmittel bzw. Verbindungen wiedergegeben und detailliert erläutert.

3.1 Technische Anforderungen

3.1.1 Last-Verschiebungs-Diagramm („Arbeitslinie“) eines Verbindungsmittels / einer Verbindungen

In Abb. 10.6 ist eine typische Last-Verschiebungs-Diagramm (auch Last-Verformungs-Diagramm), die das mechanische Verhalten einer Verbindung wiedergibt, dargestellt. Der dargestellte Zusammenhang ist im Allgemeinen auch für das mechanische Verhalten eines (einzelnen) Verbindungsmittels gültig.

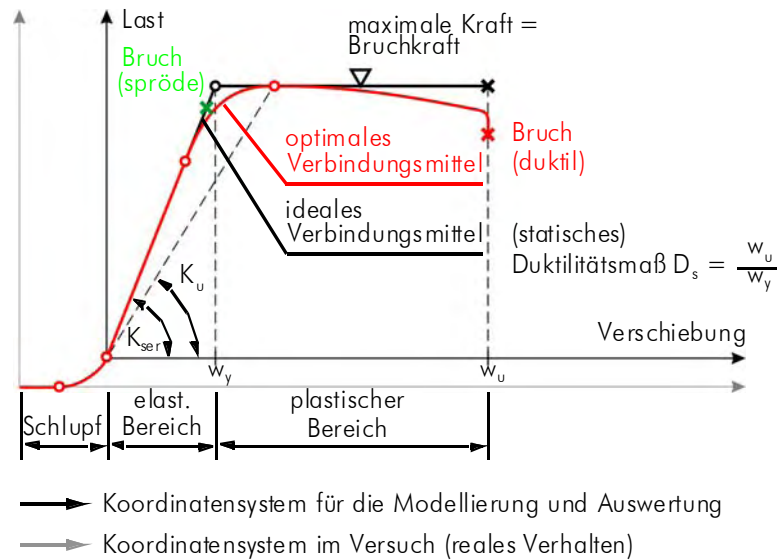


Abb. 10.7 Typische Last-Verschiebungs-Kurve mit der Definition wichtiger Merkmale zur Beschreibung des mechanischen Verhalten von Verbindungen und Verbindungsmitteln

Bei manchen Verbindungsmittel kann ein anfänglicher „Schlupf“ auftreten. Das ist die Verformung die unabhängig von der aufgetragenen Last ist. Wenn das Verbindungsmittel belastet ist, kommt er in Kontakt mit der Bohrlochwandung bis dieses satt an dieser („Lochleibung“) anliegt. Wenn die Lasten zunehmen, kann im Allgemeinen ein mehr oder weniger lineares Verhalten zwischen der Last und der Verschiebung des Verbindungsmittels beobachtet werden. Wenn das Verhalten der Verbindung „spröde“ ist, d.h. die Verbindung hat nur ein geringes Verformungsvermögen bis die Bruchlast erreicht wird, tritt nach Erreichen eines bestimmten Lastniveaus das Versagen ein. Im Gegensatz lassen sich „duktile“ (Duktilität = plastisches Verformungsvermögen) Verbindungen durch markante Verformungen bis zum Erreichen der Traglast charakterisieren. Aus diesem Grund sollte nach Möglichkeit in gut entworfenen Verbindungen das Auftreten von duktilen Versagensmechanismen angestrebt werden.

Kennzeichnende Maße für die Beschreibung des mechanischen Verhaltens der Verbindungsmittel / Verbindungen sind neben der Bruchfestigkeit (Traglast), die statische Duktilität D_s (definiert als Verhältnis zwischen der Verschiebung bei der Traglast u_u und der Verschiebung an der oberen Grenze des linear-elastischen Bereiches u_y). Für die Beschreibung der Steifigkeiten wird die Neigung der Last-Verformungs-Kurve im linear-elastischen Bereich (Verschiebungsmodul K_{ser}) für Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Sekantenmodul zur Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit K_u) verwendet.

Abhängig vom Verbindungsmitteltyp kann, z.B. in einem Versuch, ein unterschiedliches mechanisches Verhalten festgestellt werden. Abb. 10.8 zeigt typische Last-Verschiebungs-Diagramme für einige gebräuchliche Verbindungsmittel bei Zug in Faserrichtung.

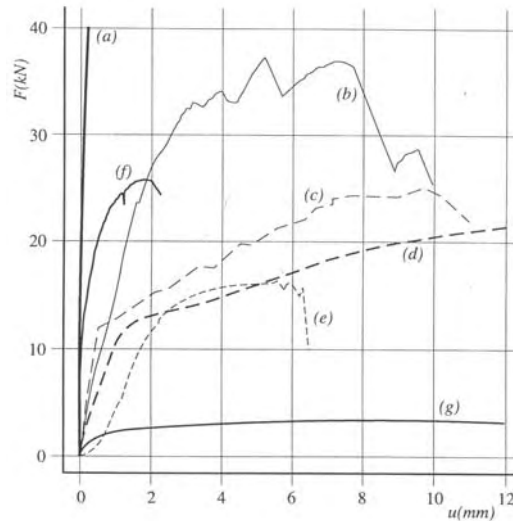


Abb. 10.8 Experimentell ermittelte Last-Verschiebungs-Diagramme für Verbindungsmittel unter Zug in Faserrichtung,

(a) Klebeverbindung, (b) Ringdübel (100 mm), (c) zweiseitiger Einpress-(Bulldog-) Dübel (62 mm), (d) Stabdübel (14 mm), (e) Bolzen (14 mm), (f) Nagelplatte (104 mm²), (g) Nagel (4,4 mm); aus [1]

3.1.2 Modelle zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Verbindungen

Mit den erwähnten Ausführungen kann das mechanische Verhalten der Verbindungen in den unterschiedlichen Grenzzuständen im Rahmen der baustatischen Berechnung, sowie in der Bemessung bzw. Nachweisführung von Verbindungen mit Hilfe folgender Modelle berücksichtigt werden:

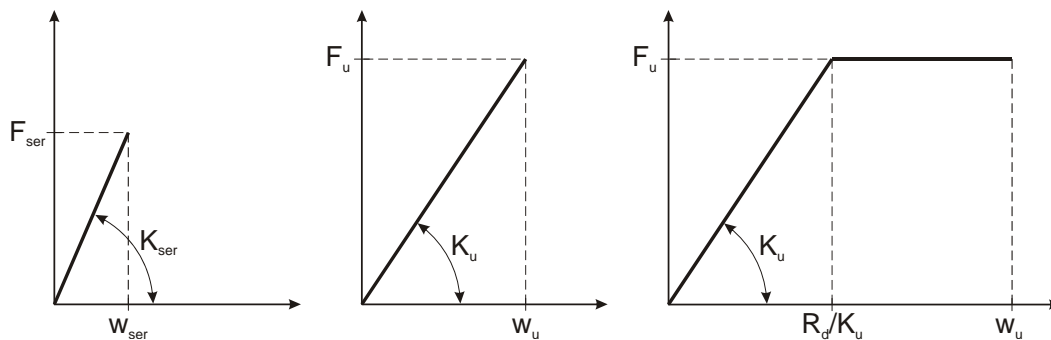


Abb. 10.9 Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens von Verbindungsmittel bzw. Verbindungen
links: im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: elastisches Modell;
Mitte: im Grenzzustand – sprödes Verhalten: elastisches Modell;
rechts: im Grenzzustand – duktilen Verhalten: ideal elastisch - ideal plastisches Modell



3.1.3 Die wichtigsten Faktoren für den Entwurf von Verbindungen: Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität

Folgende grundsätzliche Anforderungen sind aus technischer Sicht an eine Verbindung zu stellen und deshalb auch bei deren Entwurf zu beachten:

- hohe Tragfähigkeit bzw. ein hoher Wirkungsgrad

Die Tragfähigkeit bzw. die Effektivität (Leistung) einer Verbindung ist durch die Festigkeit der verbundenen Holzbauteile begrenzt und stellt weitgehend eine Funktion des „Kraftflusses“ innerhalb des Verbindungsbereiches.

Der Wirkungsgrad η ist durch das Verhältnis der Beanspruchbarkeit der Holzbauteile und der Tragfähigkeit der Verbindung definiert. In der folgenden Tabelle (Tab. 10.1) ist der typische Wirkungsgrad einiger Verbindungsmittelsysteme angegeben:

(maximaler) Wirkungsgrad η	theoretisch	praktisch
Klebeverbindungen - Schäftungen - Keilzinkenverbindungen	$\approx 1,00$ $\approx 0,85$	$\approx 0,90$ $\approx 0,80$
Stahl-Holz-Verbindungen	$\approx 0,75$	$\approx 0,60$
Holz-Holz-Verbindungen	$\approx 0,60$	$\approx 0,50$

Tab. 10.1 Wirkungsgrade einiger typischer Verbindungssysteme

- Hohe Steifigkeit

Im Zusammenhang mit der Verbindungstechnik versteht man unter der Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit eines Verbindungsmittels/einer Verbindung dessen Nachgiebigkeit bei mechanischer Beanspruchung. Im Allgemeinen beeinflusst diese das Verformungsverhalten des gesamten Bauwerkes. Als Folge ist die Nachgiebigkeit der Verbindungen im Zuge der Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) mitzuberücksichtigen. Bei statisch unbestimmten Tragwerken, stabilitätsgefährdeten Bauteilen und bei Bauwerken, die nach Theorie II. Ordnung berechnet werden beeinflussen diese auch die Schnittgrößen und betreffen die Standsicherheit. Demnach ist die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel in diesen Fällen auch bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zu berücksichtigen.

In Abhängigkeit von ihrer Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit können die Verbindungen in folgende Typen mit dem entsprechenden Tragverhalten eingeteilt werden:

- „sehr steifer“ Verbindungen mit sprödem Bruchverhalten ($\eta \approx 1,0$)

Für diesen Typ sind möglichst hohe Tragfähigkeiten anzustreben. Für das übliche Bauholz und Brettschichtholz kann eine Tragfähigkeit entsprechend der gegebenen



Festigkeitsklasse der verbundenen Bauteile erreicht werden, d.h. die Verbindung wird durch die Qualität des Grundmaterials limitiert. Als typisches Beispiel für diese Gruppe kann die Keilzinkenverbindung angeführt werden.

- „Steife“ Verbindungen ($\eta \approx 0,6 - 0,8$)

Für diesen Typus ist ein gutes plastisches Tragverhalten anzustreben. Beispiele für diesen Verbindungsmitteltyp sind Nagelplatten, Einlass- und Einpressdübel, eingeklebte Gewindestangen, axial beanspruchte (Holz-) Schrauben und „gedrungene“ Stabdübel- und Bolzenverbindungen.

- „Nachgiebige“ Verbindungen ($\eta < 0,6$)

Dieser Typus verträgt ungewollte Anschlussbewegungen, beeinflusst jedoch entscheidend das Steifigkeitsverhalten des Gesamttragwerkes. Dazu zählen z.B. „schlanke“ Stabdübelverbindungen, auf Abscheren beanspruchte Verbindungen mit Holzschrauben sowie Nagelverbindungen.

Aus der Neigung der Last-Verformungs-Kurve eines Verbindungsmittels kann ein sogenannter „Verschiebungsmodul“ pro Verbindungsmittel und Scherfuge definiert werden und im Rahmen der (baustatischen) Berechnung berücksichtigt werden. Aus mechanischer Sicht werden die Verbindungsmittel dann als Federn mit dem Verschiebungsmodul der Verbindung als Parameter in der baustatischen Berechnung berücksichtigt.

Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ist der Verformungsmodul K_{ser} mit der Neigung der Last-Verschiebungs-Kurve im elastischen Bereich zu berücksichtigen. Für einige Verbindungsmitteltypen sind Werte für K_{ser} [N/mm²] (pro Verbindungsmittel und Scherfuge) in EN 1995-1-1 (Eurocode EC 5) definiert.

Für Bemessungssituationen (ULS) bei denen die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel auch die Schnittkräfte innerhalb des Tragwerkes beeinflusst (z.B. statisch unbestimmten Tragsysteme, usw.) ist der Verschiebungsmodul K_u zu verwenden. Innerhalb des europäischen Normenwerkes wird die Ermittlung dieses Modul für alle Verbindungsmittel festgelegt mit:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (10.1)$$

mit

K_{ser} Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit [N/mm²]

K_u Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit [N/mm]

Abhängig von der untersuchten Tragstruktur sind Einflüsse aus Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen, das heißt, dass die Berechnung der (inneren) Schnittkräfte zu unterschiedlichen Zeitpunkten ($t = 0$ und $t = \infty$) durchzuführen ist.

– Hohe Duktilität

Holz und technische Holzprodukte als Material sind im Allgemeinen charakterisiert durch ein sprödes mechanisches Bruchverhalten für die meisten Beanspruchungsarten (z.B. Zug, Biegung, Schub, ...), d.h. es treten Brüche ohne vorher erkennbare größere Verformungen auf. Dieses Verhalten ist beim Entwurf von Tragwerken nicht erwünscht. In der Praxis ist der Entwurf duktiler Verbindungen oftmals der einzige Weg, um zu ausreichend duktilen Tragwerken im Holzbau zu kommen.

Für Verbindungen ist ein hohes Maß an Verformungsvermögen (Duktilität), d.h. ein hohes Verhältnis der Bruchverformung zur elastischen Verformung, erwünscht. Im Allgemeinen beeinflusst die Duktilität das:

- Tragverhalten der gesamten Tragwerkes und der Verbindungen, sowie
- Tragverhalten einer Gruppe von Verbindungsmitteln.

Wird die erforderliche Duktilität der Verbindungen nicht erreicht, können die Holzbauteile „Aufreißen“ und als Konsequenz der sogenannte „Reißverschluss effekt“ auftreten. Das heißt, dass infolge eines Aufspaltens an der Lochleibung eines Verbindungsmittels, auch weitere, in einer Reihe und in Faserrichtung angeordnete, Verbindungsmittel, versagen können.



Abb. 10.10 Aufspalten eines Probekörpers im Lochleibungsbereich eines Verbindungsmittels und „Reißverschlusseffekt“ in einem zweireihigen Zuglaschenstoß

3.1.4 Sonstige technische Anforderungen

– Verhalten bei dynamischer Beanspruchung

Neben den bereits erwähnten Anforderungen ist in speziellen Fällen auch das Verhalten der Verbindungsmittel bzw. Verbindungen bei dynamischer Beanspruchung und bei Beanspruchung auf Ermüdung zu beachten.

Beispielsweise sind bestimmte Verbindungsmittel (Klammern, Nägel, Nagelplatte, Einlass- und/oder Einpressdübel) für die dynamischen Beanspruchungen im Straßenbrückenbau nicht geeignet. Näheres dazu ist der einschlägigen Fachliteratur zu entnehmen.



– Verhalten bei Brandeinwirkung

Es ist zu erwähnen, dass Verbindungsmittel bzw. Verbindungen das Verhalten von Tragwerken im Brandfall stark beeinflussen können. Insbesondere führen ungeschützte Stahlbauteile wegen deren hoher Temperaturleitfähigkeit zu einer außerordentlichen Abnahme der Tragfähigkeit der Verbindungen und damit im Allgemeinen der gesamten Tragstruktur. Gegebenenfalls sind geeignete Vorkehrungen zur Erhöhung des Brandwiderstandes der Verbindungen zu treffen

Details zu diesem Themenbereich können dem Kapitel 17 dieses Handbuchs und/oder in der Fachliteratur entnommen werden.

3.2 Wirtschaftliche Anforderungen

Neben den erwähnten technischen Anforderungen an eine Verbindung sind zum erfolgreichen Einsatz einer bestimmten Verbindungsmittelart aber auch folgende Randbedingungen mit Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit zu beachten.

3.2.1 Rationelle Herstellung und Produktion

– Wirtschaftlichkeit

Verbindungen verursachen prinzipiell neben den Kosten für das Verbindungsmittel selbst naturgemäß auch Kosten in der Herstellung. Um dem Gebot der Wirtschaftlichkeit zu entsprechen sind daher möglichst wenige Verbindungen und Verbindungsmitteltypen in einer Konstruktion anzuordnen. Standardisierten Verbindungsmitteln bzw. Verbindungssystemen ist daher der Vorzug gegenüber speziell entwickelten Lösungen zu geben. Weiters sollten im Rahmen eines Projektes möglichst wenige Parameter der Verbindung, wie z.B. Stahlblechdicken, Stabdübeldurchmesser usw. variiert werden. Zusätzlich wird dadurch auch die „Verwechslungsgefahr“ auf der Baustelle stark eingeschränkt und somit ein Beitrag zur Sicherheit der gesamten Konstruktion geleistet.

– Vertretbare Fertigungstoleranzen

Wie bereits erwähnt, können Fertigungstoleranzen die Nachgiebigkeit und die Duktilität einer Konstruktion beeinflussen. Aus diesem Grund sind möglichst kleine Fertigungstoleranzen anzustreben. Andererseits können durch zu eng definierte Toleranzen die Kosten für die Herstellung der Verbindung beträchtlich vergrößert werden. Anzustreben ist daher ein Kompromiss zwischen diesen beiden Anforderungen.

Durch neuartige Entwicklungen wie z. B. selbstbohrende Stabdübel, die sehr flexibel einsetzbaren Vollgewindeschrauben oder auch selbstzentrierende Systemverbinder können vertretbare Fertigungstoleranzen bei noch akzeptablen Kosten erreicht werden.

– Zuverlässige Überprüfungen (Qualitätssicherung)

Wartungs- und Instandhaltungsmaßnahmen gewinnen im gesamten Bauwesen für die Beurteilung der Zuverlässigkeit von Bauwerken eine immer größer werdende Bedeutung. Um die Funktion einer Verbindung innerhalb eines Tragwerkes beurteilen zu können, ist es daher erforderlich, zuverlässige Überprüfungen durchzuführen. Wie etwa bei der maschinellen Festigkeitssortierung ist diese Anforderung in der Praxis kaum umsetzbar,



weshalb einer Qualitätssicherung im Zuge der Herstellung der Verbindung (Produkte mit definierten Eigenschaften, Ausbildung des mit der Herstellung betrauten Personals) besondere Bedeutung zukommt.

3.2.2 Einfacher Entwurf und Bemessung

- Entkoppelung der Bemessung von der Auslegung der Verbindung

Der Entwurf von Verbindungen beeinflusst den „Kraftfluss“ innerhalb und die Tragfähigkeit des Tragwerkes. Deshalb ist es wichtig, dass die (baustatische) Berechnung des Tragwerkes vom Entwurf der Verbindung möglichst entkoppelt wird.

- Einfache und übersichtliche Bemessungsmodelle

Durch Verbindungen können sehr komplexe Kraftflüsse in einem Tragwerk entstehen. Um einerseits den Aufwand für die Berechnung in Grenzen zu halten und andererseits einen Beitrag zur Zuverlässigkeit der gesamten Tragstruktur zu gewährleisten ist daher die Verwendung möglichst einfacher und übersichtlicher Bemessungsmodelle anzustreben.

4 „Kraftfluss“ in Holzverbindungen

4.1 Grundlagen

Der Kraftfluss in der Verbindungszone kann die Tragfähigkeit der Verbindungen und Tragwerke stark beeinflussen. Auf Grund des spröden mechanischen Verhaltens von Holz kann eine hohe Tragfähigkeit von Verbindungen nur erreicht werden, wenn hohe lokal auftretende Spannungen vermieden werden können. Störungen im Kraftfluss weisen auf hohen lokalen Dehnungen hin, die bei spröden Baustoffen oftmals bruchauslösend sein können.

Zusätzlich ist die Visualisierung des „Kraftflusses“ ein nützliches Hilfsmittel, um die Art der Kraftübertragung in Holzverbindungen zu verstehen, weshalb dieser im folgenden Abschnitt für zimmermannsmäßige und für einige ingenieurmäßige Holzverbindungen erläutert werden soll.

4.2 „Kraftfluss“ in zimmermannsmäßigen Holzverbindungen

In zimmermannsmäßigen Holzverbindungen (traditionellen Verbindungen) erfolgt die Lastübertragung im Prinzip immer über druckbeanspruchte Kontaktflächen, zumeist in Kombination mit Schub. Bei reinen Holz-Holz Verbindungen ist die Leistung im Allgemeinen klein und kann durch die Anwendung von Hartholzdübeln oder Stahl bzw. Stahlguss (Rechteck- bzw. Ringdübel)-Teilen erhöht werden.

Für die belasteten Kontaktflächen entstehen in Abhängigkeit von der Beanspruchungssituation (auf Druck oder Zug) zum Teil sehr unterschiedliche Scher- bzw. Schubspannungsverteilungen. Während auf druckbeanspruchte Verbindungen einen mehr oder weniger gleichmäßig verlaufenden Schubspannungsverlauf aufweisen, treten bei zu Zugbeanspruchten ausgeprägte Spannungsspitzen auf (Abb. 10.11). Da in der Nachweisführung jeweils die Maximalwerte in der Bemessung zu berücksichtigen sind, folgt, dass die zweitgenannten Verbindungen über eine wesentlich geringere Leistungsfähigkeit verfügen.

Es ist zu erwähnen, dass in Abb. 10.11 Spannungen rechtwinklig zur Faserrichtung, die zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts in der Verbindung erforderlich sind, nicht eingetragen wurden. Diese Spannungen sind im Zuge der Nachweisführung selbstverständlich zu berücksichtigen.

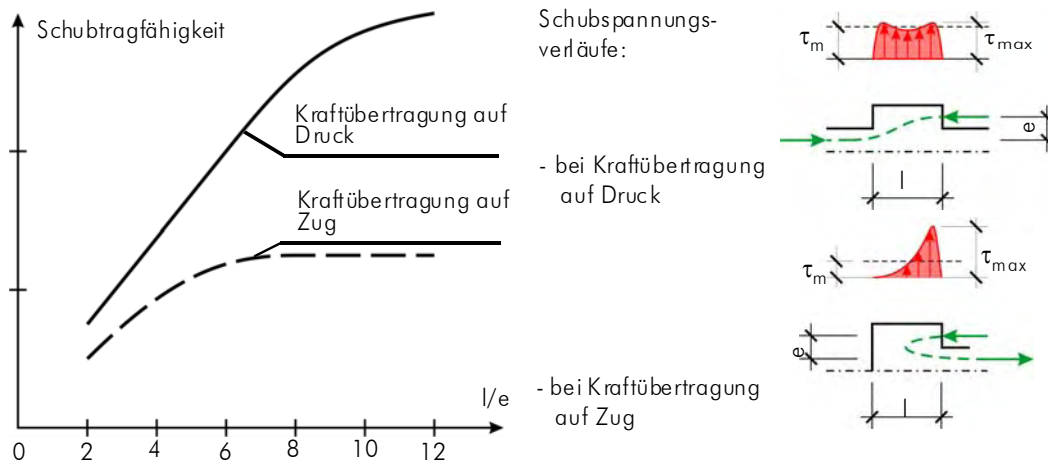


Abb. 10.11 Schubtragfähigkeit und Schubspannungsverteilung in zimmermannmäßigen Holzverbindungen in Abhängigkeit von der Art der Kraftübertragung

Weiters ist zu erwähnen, dass im Allgemeinen für Verbindungen die kombiniert mit Schub- und Querdrukspannungen beansprucht werden, mit einer starke Abnahme der Tragfähigkeit zu rechnen ist, während für kombinierte Schub- und Druckspannungen eine geringe Zunahme erreicht werden kann. Dieser Umstand ist in der Praxis seit jeher bekannt und wird zum Beispiel bei der Ausbildung von Versätzen aus genutzt.

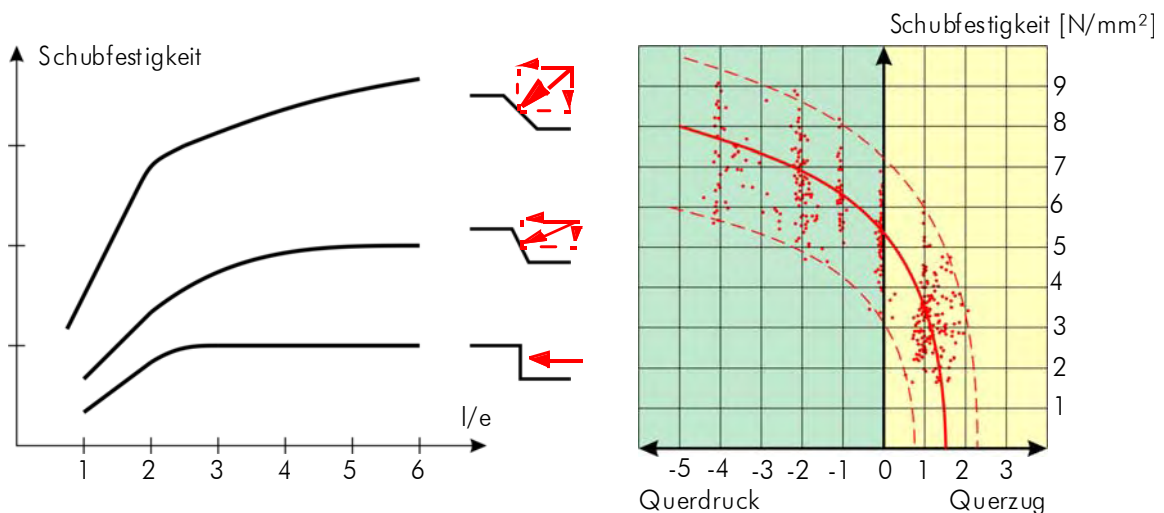


Abb. 10.12 Auswirkungen der auftretenden Spannung rechtwinklig zur Faserrichtung auf die Schubfestigkeit bei Schub mit Querdruk bzw. Schub mit Querdzug



4.3 „Kraftfluss“ in ingenieurmäßigen Verbindungen

Im Vergleich zu den zimmermannsmäßigen Verbindungen kann durch Verwendung von quer zur ihrer Längsachse (auf Abscheren) beanspruchte Verbindungsmittel, wie z.B. Stabdübel, Bolzen, Nägel, Schrauben, usw.) eine deutliche Leistungssteigerung erreicht werden. Insbesondere gilt dies für Fälle bei denen auch Stahlbleche für die Verbindung eingesetzt werden. Betrachtet man die Kraftübertragung im Detail, so übertragen diese Verbindungen die Kräfte ebenfalls über Druck- und Schubspannungen. Aber im Gegensatz zu den zimmermannsmäßigen Verbindungen weisen diese Verbindungen einen wichtigen Vorteil auf: Wegen der Verwendung verformbarer, auf Biegung beanspruchter Verbindungsmittel kann mit diesen Verbindungen mit duktilem Verhalten erreicht werden. Als Grundvoraussetzung für den genannten Vorteil sind allerdings entsprechende Randbedingungen (z.B. Mindestabstände der Verbindungsmittel und andere) im Rahmen des Verbindungsentwurfes einzuhalten bzw. sicherzustellen.

Geht man auf die Kraftübertragung von auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln – unter Vernachlässigung der Reibungskräfte zwischen der Lochleibung und dem Verbindungsmittel – in Detail ein so treten die folgenden Zusammenhänge auf (Abb. 10.13 und Abb. 10.14): In der Lochleibungszone (=Kontaktfläche zwischen dem Verbindungsmittel und dem Holzbauteil) treten radial gerichtete Lochleibungsspannungen auf, die in Spannungskomponenten in und rechtwinklig zur Faserrichtung orientierte Anteile aufgeteilt werden können. Während Holzbauteile einen relativ hohen Widerstand („Lochleibungsfestigkeit“) gegenüber der erstgenannten Komponenten erreichen, kann nur ein geringer Widerstand gegenüber der zweiten Komponente erwartet werden. Dieser Anteil beansprucht die Bauteile mit Zugspannungen rechtwinklig zur Faser und führt zum „Aufspalten“, wenn ihre Festigkeit überschritten wird (siehe Abb. 10.13 und 10.14). Auf Grund des stark ausgeprägten anisotropen mechanischen Verhaltens des Holzes ist die Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung mit geringeren Festigkeitswerten und einer hohen Streuung verbunden. Dieser Umstand führt zu einer geringen Tragfähigkeit solcherart ausgebildeter Verbindungen. Zusätzlich ist der Versagensmechanismus unerwünscht spröde.

Wenn die Verbindungsmittel eine hohe „Schlankheit“ (= Verhältnis zwischen Verbindungsmitteldurchmesser und Bauteildicke) hat, kann dieser durch Biegewirkung verformt werden. Das ist verbunden mit einer stark reduzierten Aufspaltungstendenz der Holzbauteile und führt zu einer höheren Tragfähigkeit, verbunden mit einer höheren (erwünschten) Duktilität der Verbindungsmittel und der Verbindungen.

Üblicherweise wird im Entwurfsprozess bzw. in der Nachweisführung lediglich die Lochleibungsfestigkeit (Komponente in Faserrichtung) berücksichtigt, während der zweite Anteil (rechtwinklig zur Faserrichtung) implizit über Bemessungsregeln für die Mindestabstände der Verbindungsmittel berücksichtigt wird. Selbstverständlich ist die Tragfähigkeit von auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmittel auch von der (Biege-) Tragfähigkeit („Fließmoment“) der Verbindungsmittel abhängig. Eine Theorie, die auf (plastischen) Werten für die Lochleibungsfestigkeit des Holzes und das Fließmoment wurde 1949 von Johansen publiziert und bildet die Grundlage der Festlegungen in EN 1995-1-1.

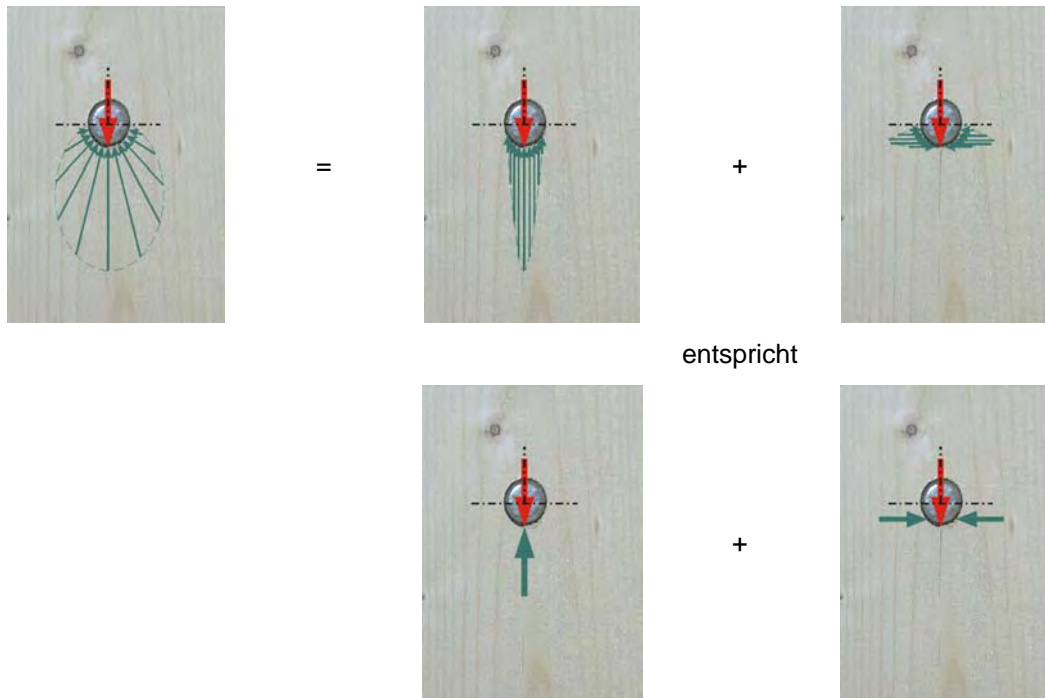


Abb. 10.13 Aufteilung der radial gerichteten Lochleibungsspannungen in eine Komponente in und rechtwinklig zur Faserrichtung

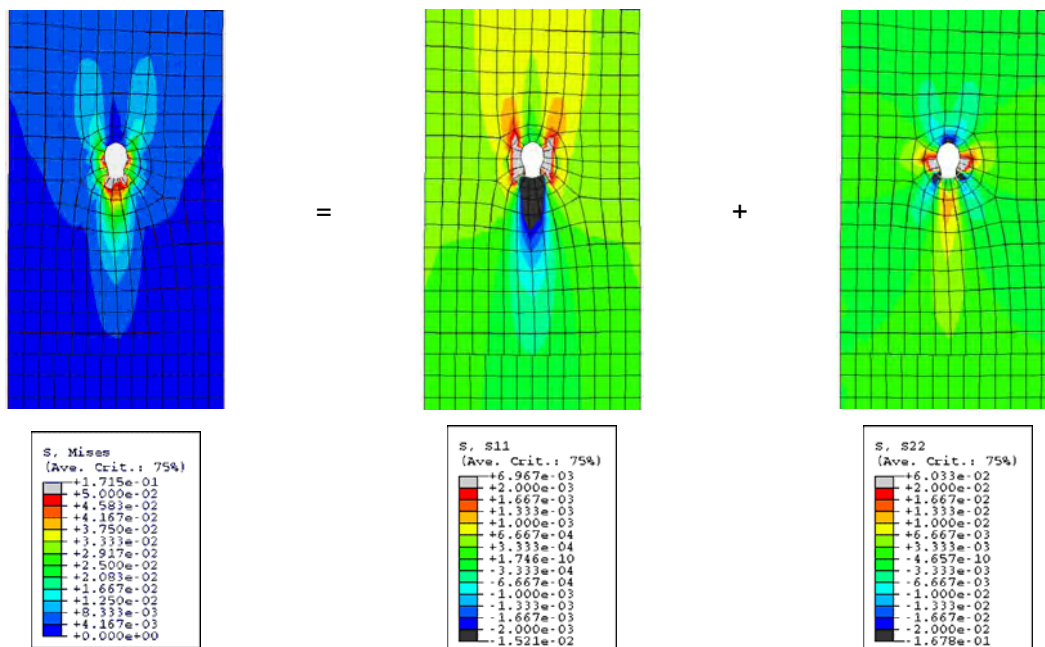


Abb. 10.14 Spannungsverteilungen aus einer FEM- Analyse für die oben durchgeführte Kraftkomponentenaufteilung

Im Fall der Belastungen lotrecht zur Faserrichtung kann die Aufteilung der Komponenten auf ähnliche Weise erklärt werden. Im Gegensatz zur Beanspruchung in Faserrichtung, ist die Spalttendenz des Holzes dabei jedoch viel kleiner. Zusätzlich ist die Tragfähigkeit infolge der Anisotropie rechtwinklig zur Faserrichtung auch deutlich kleiner. Es muss berücksichtigt werden, dass ein Versagen infolge von Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung (Querzug) auftreten kann, wenn Lasten (lokal) eingeleitet werden. Dieser Umstand ist im Zuge des Entwurfsprozess in jedem Fall zu überprüfen bzw. zu berücksichtigen.

Analog zu den erwähnten Fällen, kann die Lastabtragung in einem Winkel zur Faser erklärt werden.

Ein weiterer auffallender Punkt betrifft die Art der Lastübertragung innerhalb der Verbindung. Es ist zu beachten, dass:

- für eine Lastübertragung auf Druck, der belastete Bereich in etwa dem Durchmesser des Verbindungsmittels ist. Die „Drucksäule“ reicht, wie in Abb. 10.15 dargestellt, aus um das Gleichgewicht der Kräfte sicherzustellen.
- im Fall der Krafteinleitung auf Zug, ist die Zone unterhalb des Verbindungsmittels im Allgemeinen durch ungleichmäßige Schubspannungen beansprucht. Wenn die Kraft in die Bauteile eingeleitet wird entstehen in den außenliegenden Bereichen der Verbindung, aus Gleichgewichtsgründen, hohe (Längs-) Zugspannungen (Abb. 10.16). Die erforderliche Länge der „Zugstränge“ ist durch die Zugfestigkeit der Holzbauteile bestimmt. Infolge der Lastumlenkung in den dargestellten Querschnitten 1-1 und 2-2 werden hohe Schubspannungen in der Verbindung eingeleitet. Zusätzlich treten auch Zugspannungen „rechtwinklig“ zur Faserrichtung unterhalb des Verbindungsmittels auf. Die kombinierte Aktivierung von Schub- und Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung führt zu einer höheren Aufspaltungstendenz der Holzbauteile bzw. vermindert somit die Tragfähigkeit der Verbindung. Auf Grund dieses Umstandes sind für diese Verbindungen höhere Mindestabstände (zum Hirnholzende) erforderlich.

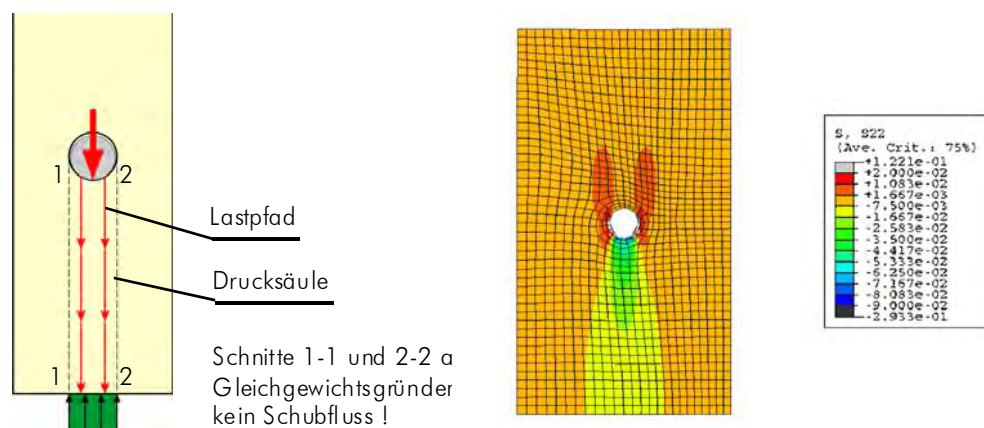


Abb. 10.15 Kraftfluss bei Druckkrafteinleitung und zugehörige Spannungen in Längsrichtung aus einer FEM- Analyse

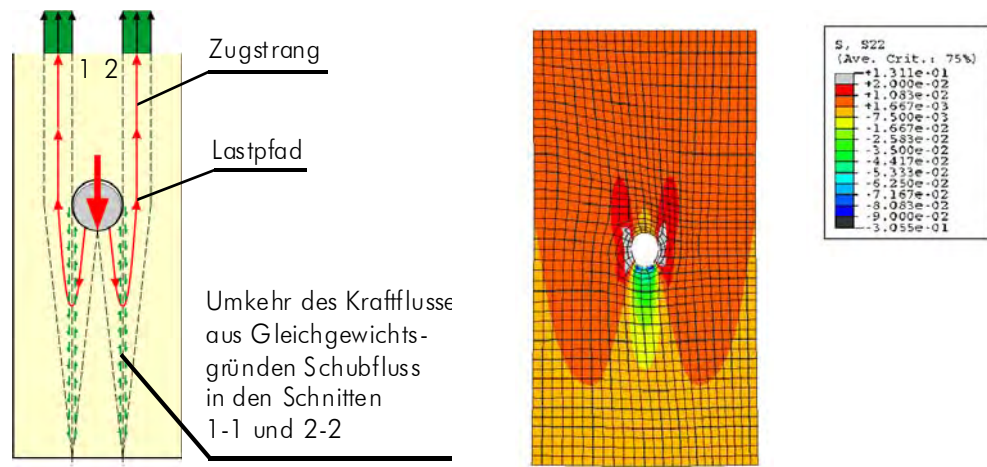


Abb. 10.16 Lasteinleitung einer Stabdübelverbindung auf Zug

5 Mindestabstände von Verbindungsmitteln

Die Festlegungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbindungsmittel/Verbindungen in den Normen basieren auf der Einhaltung von Mindestabständen der Verbindungsmittel untereinander, sowie zu den Hirnholzenden und Rändern der Holzbauteile. Diese Bestimmungen sollen im Speziellen das Aufspalten der Bauteile durch die Krafteinleitung durch die Verbindungsmittel verhindern. Neben diesen ist die Einhaltung von Mindestabständen auch aus folgenden Gründen erforderlich:

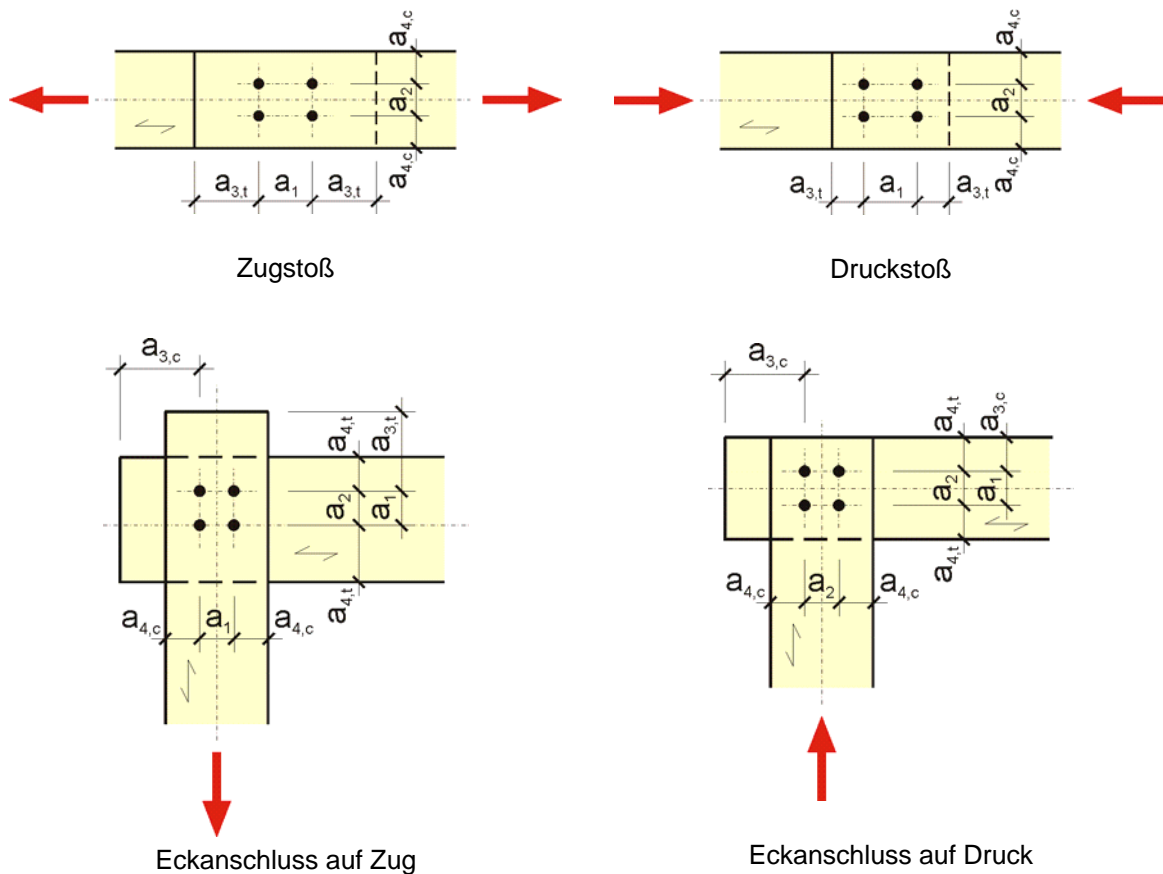
- „Blockscheren“,
- Vermeidung der Tendenz zum Aufspalten bei Verbindungsmittel die ohne Vorbohren eingebracht werden,
- Einflüsse auf Grund von Schwinden der Holzbauteile (Absperrwirkung der Verbindung).

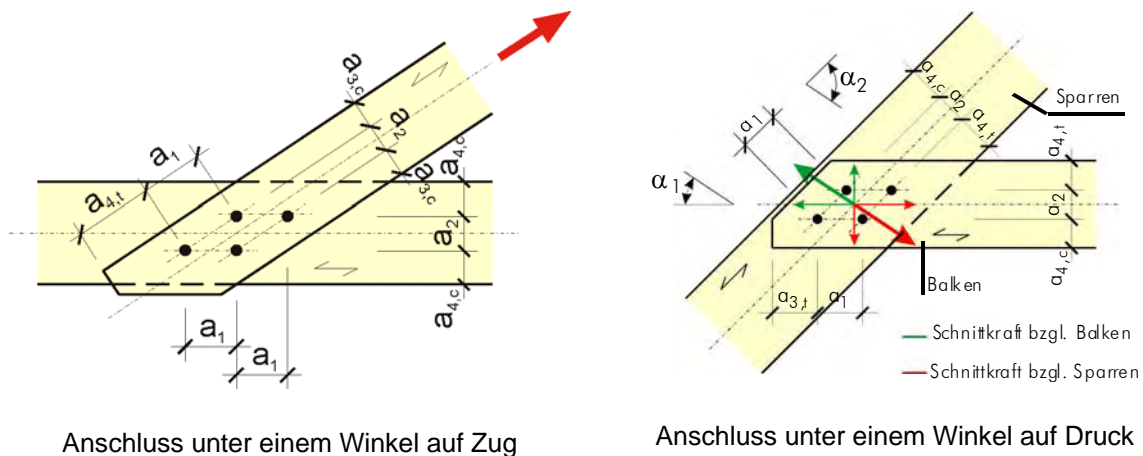
In Rahmen des europäischen Normwerkes sind die jeweils einzuhaltenden Mindestabstände mit folgenden Abkürzungen bezeichnet (Tab. 10.2):

Art des Abstandes	Orientierung des (Mindest-) Abstandes	Abkürzung
Abstände der Verbindungsmittel untereinander	- Abstand in Faserrichtung - Abstand rechtwinklig zur Faserrichtung	a_1 a_2
Abstände zu den Enden (Hirnholzabstände)	- Abstand zum belasteten Hirnholze - Abstand zum unbelasteten Hirnholze	$a_{3,t}$ $a_{3,c}$
Randabstände	- Abstand zum belasteten Rand - Abstand zum unbelasteten Rand	$a_{4,t}$ $a_{4,c}$

Tab. 10.2 Bezeichnung der Mindestabstände untereinander sowie zu den Hirnholzenden und Rändern im europäischen Normenwerk

Um ein besseres Verständnis der angeführten Abstände zu erhalten sind diese anhand einiger praktischer Beispiele in den folgenden Abbildungen dargestellt.





Anschluss unter einem Winkel auf Zug

Anschluss unter einem Winkel auf Druck

Abb. 10.17 Mindestabstände der Verbindungsmittel untereinander, sowie zu den Hirnholzenden und Rändern für einige praktische Fälle

6 Verbindungsmittel - Verbindungen

Die Berücksichtigung verschiedenster Ausbildungen und Parameter der Verbindungen (z.B. Durchmesser von Dübel, geometrische Lage der Verbindungsmittel, Veränderungen der Holzqualität, etc.) würden eine große Anzahl an Versuchen bzw. Festlegungen erfordern. Aus wirtschaftlicher Gründe besteht das Konzept zur Ermittlung der Tragfähigkeiten Verbindungsmittel-/Verbindungen im ULS die Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels zu prüfen bzw. zu berechnen den Widerstand der Gesamtverbindung durch Multiplizieren dieses Werts mit der tatsächlichen Anzahl der Verbindungsmittel in der Verbindung zu berechnen.

Die Regelungen zur Bestimmung der Verbindungsmittel-/Verbindungstragfähigkeit im ULS in den modernen Normen sind auf diese Weise festgelegt. Im Allgemeinen bestehen Verbindungen im Holzbau, aus Gründen der benötigten Tragfähigkeit der Gesamtverbindung, aber auch um einen ausreichenden „Klemmeffekt“ der zu verbindenden Bauteile zu erreichen, aus mehr als einem Verbindungsmittel. Manchmal kann eine Verbindung auch aus einigen Gruppen von Verbindungsmitteln aufgebaut sein.

Aus mechanischer und bemessungstechnischer Sicht sind dabei zwei Aspekte zu berücksichtigen:

6.1 „Gruppen-Effekt“

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit einer Gruppe von Verbindungsmitteln einer Verbindung, wird infolge unvermeidbarer Unsicherheiten in der Herstellung (Produktionstoleranzen, geometrische Toleranzen der zu verbindenden Bauteile) eine ungleiche Belastung der einzelnen Verbindungsmittel auftreten. Als Folge kann die Tragfähigkeit der Verbindungen nicht jene der Summe der einzelnen Verbindungsmittel erreichen. Dieser sogenannte „Gruppen-Effekt“ ist im Zuge der Nachweisführung durch einen Abminderungsfaktor, für die tatsächliche Anzahl der wirksamen (effektiven) Verbindungsmittel (n_{ef}) zu berücksichtigen.



6.2 Unterschiedliche Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel

Generell ist es nicht ausgeschlossen unterschiedliche Verbindungsmitteltypen und Verbindungsmittel mit unterschiedlichen Parametern (z.B. Stabdübeldurchmesser) in einer Verbindung zu verwenden. Dabei ist zu beachten, dass die jeweiligen Nachgiebigkeiten der Verbindungsmittel nicht zu unterschiedlich sein sollten. Wie allgemein bekannt, ziehen „steifere“ Elemente höhere Kräfte an, so dass zu hohe Unterschiede in der Nachgiebigkeit einzelne Verbindungsmittel überlasten, während weniger steifere Elemente sich mehr oder weniger der Lastabtragung entziehen.

6.3 Durchzuführende Nachweise im Rahmen der Bemessung von Verbindungen

Im Allgemeinen sind im Zuge des Entwurfes bzw. der Nachweisführung die folgenden Nachweise zu erbringen:

- für die Verbindungsmittel:
 - Nachweis der Tragfähigkeit des Verbindungsmittels, auf Basis des Fließmomentes und der Lochleibungsfestigkeit (bei auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln)
- für die Holzbauteile
 - Nachweis des Netto-Querschnittes
 - Nachweis des „Blockscherens“ (sofern erforderlich)
- für Stahlteile (sofern vorhanden)
 - Nachweis des (Netto-) Querschnitts der (Stahl-) Bauteile

7 Zusammenfassung – Konzept für hochleistungsfähige Verbindungen im Ingenieurholzbau

Eine hohe Leistungsfähigkeit der Verbindungen im Ingenieurholzbau kann nur erreicht werden, wenn die Störungen im „Kraftfluss“ minimiert werden können. Unter Verwendung des Beispiels der zugbeanspruchten Verbindung werden im Folgenden drei in der Praxis auftretende Ausführungen hinsichtlich des „Kraftflusses“ untersucht.

7.1 Relevanz des „Kraftflusses“

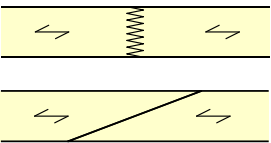
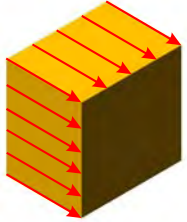
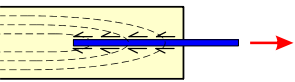
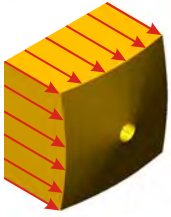
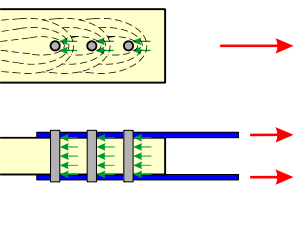
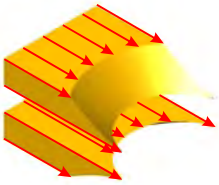
Art der Kraftübertragung	(Holz-) Netto-Querschnitt $A_{\text{Holz, Netto}}$	„Kraftfluss“	Verteilung der Dehnungen
<p>Direkt-Faser zu Faser</p> 	<p>100 %</p>	<p>optimaler „Kraftfluss“</p> <ul style="list-style-type: none"> - kontinuierlicher, ungeschwächter Querschnitt - keine geometrische Störungen (führen zu Spannungsspitzen) - lokale Störungen infolge der Holzstruktur (Früh-/Spät-Holz, Jahrringordnung, Faserneigung) 	
<p>Indirekt-in Faserrichtung – durch Schubkräfte</p> 	<p>80 bis 85 %</p>	<p>Relativ guter „Kraftfluss“ möglich</p> <ul style="list-style-type: none"> - stetige Übertragung vom Stab auf das Holz mit geringen Dehnungsspitzen gegeben (Abstimmung der Dehnsteifigkeiten durch Anpassen von A und E) - geringe Abweichungen zwischen Kraft- und Faserrichtung 	
<p>Indirekt-lotrecht zur Faser, durch lokalen Druck längs zur Faser</p> 	<p>60 bis 65 %</p>	<p>ungünstiger „Kraftfluss“</p> <ul style="list-style-type: none"> - relativ hohe Dehnungsspitzen infolge ungleichmäßiger (lokaler) Krafteinleitung (infolge der Biegung der Verbindungsmittel) - große Kraftumleitung nötig (lokale Lasteinleitung mit Aufspaltungstendenzen, Druck über Schub mit Umformung in Zug im Restquerschnitt) 	

Abb. 10.18 Einfluss des „Kraftflusses“ auf die Dehnungsverteilung im Bereich der Verbindung



7.2 Bedeutung der Holz- bzw. Holzwerkstoffqualität

Störungen im „Kraftfluss“ der Verbindungen werden bereits durch die natürlich gegebenen Störungen des Grundbaustoffes (Äste, Faserneigung, Drehwuchs, usw.) ausgelöst. Mit der Anordnung der Verbindung in ungestörten Zonen kann eine höhere Leistungsfähigkeit der Verbindung erreicht werden.

Obwohl diese Tatsache offensichtlich erscheint und bei traditionellen Verbindungen auch durch den Zimmerer beachtet wurden sind den Normenbestimmungen lediglich Regelungen für die Herstellung von Keilzinken angegeben. Als Folge sind Wirkungsgrade für diese Verbindungsart von $\eta = 1,0$ möglich, d.h. für keilgezinkten Bauteile kann die Tragfähigkeit der nicht verbundenen Bauteile bei entsprechender Produktion und Qualitätssicherung erreicht werden.

7.3 Bedeutung der Duktilität

Im Allgemeinen bestehen Verbindungen im Holzbau aus mehr als einem Verbindungsmittel. Ihre gleichmäßige Beanspruchung im ULS setzt eine ausreichende Duktilität der Verbindung voraus. Das erforderliche Duktilitätsmaß ist dabei als Funktion des gewünschten Lastabtragungsverhaltens des Tragwerkes festzulegen.

Die gewünschte Duktilität der Verbindung muss im Wesentlichen durch plastische Verformungen in den (Stahl-) Bauteilen der Verbindung (z.B. in den Stahlblechen) erreicht werden. Die eingesetzten Stahlteile müssen entsprechend auszubilden (Materialeigenschaften, Formgebung der Stahlbleche, usw.).

Ein lokales Versagen (z.B. durch Aufspalten) der zu verbindenden Bauteile muss, unter Umständen durch Anordnung entsprechender Verstärkungsmaßnahmen, zuverlässig verhindert werden. Nur auf diese Weise kann sich die erforderliche Duktilität auch einstellen.

- Lokales Versagen der zu verbindenden Holz- bzw. Holzwerkstoffbauteile im Verbindungsbereich („Aufspalten“)

Im Allgemeinen weist Holz eine geringe Festigkeit und zeigt sprödes Fehlverhalten bei einer Beanspruchung durch Zug rechtwinklig zur Faserrichtung auf. Allfällig vorhandene Schwindrisse erhöhen die Spaltneigung zusätzlich. Erwünscht sind daher Maßnahmen, die zu einer Verminderung der „Aufspaltneigung“ (meist resultierend aus einer Kombination von Schub- und Querkzugbeanspruchungen) führen.

Solche Maßnahmen können sein:

- Vergrößerung des belasteten Holzvolumens

Durch eine Vergrößerung der Abstände zwischen den Verbindungsmitteln, zu den Hirnholzenden und den Rändern kann bei indirekter Krafteinleitung rechtwinklig zur Faserrichtung der Aufspaltwiderstand pro Verbindungsmittel erhöht werden. Auch eine gleichmäßigere Verteilung der „Spreizkräfte“ durch die Verwendung mehrerer Verbindungsmittel mit kleinem Durchmesser wirkt sich begünstigend aus.



- Erhöhung des Aufspaltwiderstandes durch lokale Verstärkungen des Holzes

Meist wird die Erhöhung des Aufspaltwiderstandes durch beidseitig aufgeklebte Querabsperungen erreicht (z.B. durch Aufkleben von Sperrholz oder von faserverstärkten Kunststoffen). Analoge Wirkungen sind auch durch aufgepresste Nagelplatten oder den Einsatz von Vollgewindeschrauben, die als Quersicherung eingebracht werden, zu erzielen. Zudem bewirken diese seitlichen Verstärkungen auch eine Erhöhung des Lochleibungswiderstandes.

- Ersatz durch einen geeigneteren Holz- / Holzwerkstoff im Anschlussbereich

In diesem Fall weist der gesamte Anschluss- bzw. Stoßbereich höhere Eigenschaften bezüglich Lochleibung, Querszug usw. auf. Die Anschlussbereiche können z. B. aus hochwertigem Furniersperrholz mit speziellem Aufbau bestehen. Als wesentliche Voraussetzung ist i. Allg. eine leistungsfähige Keilzinkenverbindung erforderlich.

8 Literatur

- [1] N.N.
„STEP 1 – Timber Engineering“;
Kapitel C1 – C17, Erste Ausgabe, Centrum Hout, Niederlande, 1995
- [2] Madsen, B.;
„Behaviour of Timber Connections“,
Timber Engineering Ltd., British, Canada, 2000
- [3] Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, Kursleitung: E. Gehri,
„Verbindungstechnik im Holzbau“,
Tagungsband zum 32. SAH-Fortbildungskurs, Weinfelden / Schweiz, 2000
- [3] Schickhofer, G.; et.al.
„Holzbau – Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz, Teil B“,
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz,
Graz / Österreich, 2004
- [4] Thelanderson, S.; Larsen, H.-J. (Herausgeber);
„Timber Engineering - Part Three: Joints and Structural Assemblies“,
John Wiley & Sons, West Sussex, UK, 2003
- [5] Mischler, A.;
„Bedeutung der Duktilität von Stahl-Holz-Verbindungen“,
Dissertation, Professur für Holztechnologie, ETH Zürich, Zürich / Schweiz, 1998
- [6] McKenzie, W.M.C.; Zhang, Binsheng;
„Design of Structural Timber to Eurocode 5 – Second Edition“,
Palgrave Macmillan, New York, USA, 2007

Kapitel 10 wurde von Manfred AUGUSTIN, Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz / Österreich bearbeitet.



EBENE TRAGWERKE AUS HOLZ

1 Einleitung

Dieses Kapitel befasst sich mit den, im konstruktiven Holzbau häufig verwendeten, ebenen Stabtragwerken, wie z.B. Fachwerken, Trägern, Rahmen und Bögen. Holzfachwerke weisen, im Gegensatz zu Bindern und Bögen, einige Eigenheiten in der Konstruktion und den Bemessungs- und Nachweisverfahren auf.

Aus diesem Grund ist dieses Kapitel in die folgenden drei Hauptabschnitte unterteilt:

- Fachwerke aus Holz,
- Binder und Bogentragwerke aus Holz, sowie
- Bemessungsmethoden für diese Tragstrukturen.

2 Fachwerke aus Holz

In den letzten Jahrzehnten wurden Fachwerke aus Holz in allen Bereichen des Bauwesens eingesetzt. Fachwerke aus Holz sind bekannt für ihre ansprechende architektonische Gestaltbarkeit, die leichte Tragstruktur und die einfache Herstellung. Die Verwendung von Holzfachwerken für Brücken mit großen Spannweiten und wenigen oder überhaupt ohne Zwischenauflagern ist immer noch im Zunehmen. Diese Fachwerke sind wesentlich leichter als die entsprechenden Balkenlösungen. Viele großartige räumliche und ebene Fachwerke aus Holz wurden in der ganzen Welt ausgeführt. Sie überspannen öffentliche Hallen, Stadien, Ausstellungszentren und viele andere Bauwerke. Für Überdachungen mit einer Spannweite größer als 20 m werden dabei oftmals Stahl-Holz-Verbindungen eingesetzt. [1].

2.1 Definition und baustatische Berechnung von Fachwerken aus Holz

Eine Tragstruktur die aus einer Anzahl von Stäben, die an ihren Enden gelenkig verbunden sind und ein stabiles Tragsystem bilden, werden als Fachwerk bezeichnet. Wenn alle Balken in einer Ebene liegen handelt es sich um ein ebenes Fachwerk. Im Allgemeinen wird angenommen, dass die Belastungen und die Auflagerkräfte nur in den Knotenpunkten in die Binder eingeleitet werden. Die Achsen der einzelnen Bauteile sind gerade, die Verbindungen liegen im Schnittpunkt der Achsen der zu verbindenden Teile und alle Achsen sind Teil der Lastangriffsebene in der alle Belastungen und Auflagerkräfte liegen. In vielen Fällen, wie bei Brückenkonstruktionen und einfachen Dachsystemen, können die dreidimensionalen Tragwerke für die baustatische Berechnung in ebene Komponenten unterteilt werden, ohne die Genauigkeit der Resultate zu beeinflussen. Abb. 11.1 zeigt einige typische, idealisierte,

ebene Fachwerktypen. Ein stabiles und statisch bestimmtes ebenes Fachwerk besteht aus mindestens drei Bauteilen, drei Verbindungen und drei Auflagerkomponenten. Der Knotenrundschnitt ist eine Methode der baustatischen Berechnung, bei der die Stabkräfte durch gedankliches Freischneiden der Verbindungen, bestimmt werden. Die unbekannt Kräfte in den Knotenpunkten werden berechnet und in der Folge als bekannte Stabkräfte auf weiteren Knoten angesetzt. Eine weitere Berechnungsmethode ist der sog. „Ritterschnitt“, bei dem das Gleichgewicht eines Teils des Fachwerks aufgestellt wird [2].

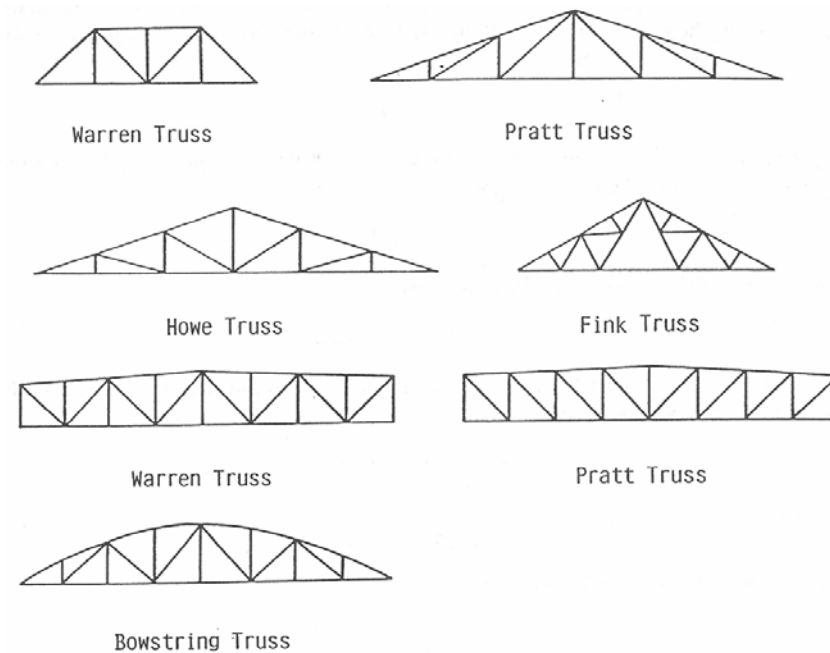


Abb. 11.1 einige typische, idealisierte, ebene Fachwerkstypen [2]

Kombinierte Fachwerke entstehen durch Verbindung zweier oder mehrerer einfacher Fachwerke. Beispiele für kombinierte Fachwerke sind in Abb. 11.2 dargestellt.

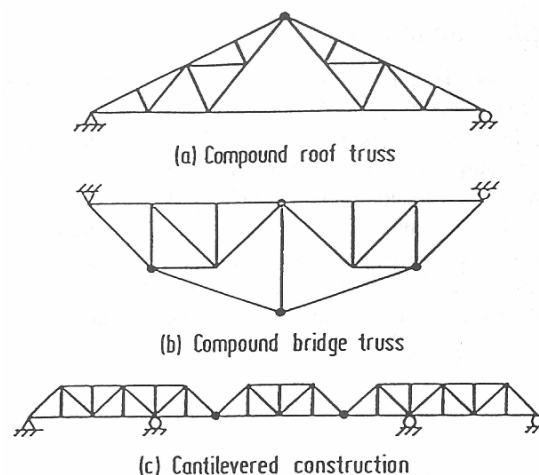


Abb. 11.2 Kombinierte Fachwerke [2]



2.2 Geschichte, Produktionstechnik und Bemessungsrelevante Aspekte für Fachwerke aus Holz

Während der letzten 35 Jahre wurden viele Fachwerke mit Nagelblechen ausgeführt und sind damit zur gebräuchlichsten Ausführungsart geworden. Seit 1960 hat die Verwendung dieser, mit Nagelblechen verbundenen Fachwerke, die traditionelle Ausbildung für Wohnhausdächer nahezu abgelöst. Fachwerke, die auf diese Art hergestellt werden, sind größtenteils geknickte oder parallelgurtige (flache) Fachwerke mit einer Spannweite zwischen 6 – 20 m und Binderabständen von 0,6 – 3 m.

Fachwerke mit Ausfachungsstäben aus Formstahlprofilen sind ein weiteres Beispiel für die effektive Kombination zweier Baustoffe. Gurtungen aus Holz weisen dabei große Querschnittsabmessungen zur Erfüllung der Systemstabilität und der Druckfestigkeit auf, beides wichtige Eigenschaften eines Fachwerks; während die mit mechanischen Verbindungsmitteln angeschlossene Stahlrohre die Nachgiebigkeit in den Verbindungen minimiere, hohe Festigkeiten aufweisen und zu einer wirtschaftlichen Herstellung in der Produktion der Verbindungen führen. Sowohl ein effizienter Einsatz des Baustoffes als auch der Ressource Arbeit, in Kombination mit statisch-konstruktiven Vorteilen ist bei dieser kombinierten Anwendung der Baustoffe garantiert. Fachwerke aus Vollholz mit Einsatz der Verbindungsmittel Bolzen, Ring- und Einpressdübel, sowie Knotenblechen aus Stahl und Stahlquerschnitten als Zuggurte, werden bei Spannweiten von 15 – 30 m verwendet. Diese Tragwerke wurden über Jahrhunderte verwendet, obwohl die Entwicklung moderner Verbindungsmittel, von Brettschichtholz und behandeltem Holz dieser Konstruktionen zu neuen Dimensionen verholten habe.

Die Grundtypen des Fachwerks sind geneigt, flach und gekrümmt. Das Fachwerk mit geneigtem Ober- oder Untergurt ergibt an und für sich die effektivste Art der Lastabtragung. Seine Verwendung erfolgt jedoch meistens aus dem Bedarf der Anordnung von Dachentwässerungen und dem Abgleiten der Schneedecke. Fachwerke mit geneigtem Ober- oder Untergurt werden üblicherweise zur Abtragung gleichförmig verteilter Lasten oder Lasten, die an mehreren planmäßigen Stellen entlang ihrer Länge eingeleitet werden, verwendet. Sie werden im Wohnbau und im gewerblichen, industriellen und landwirtschaftlichen Umfeld angewendet.

Parallelgurtige Fachwerk wären der am wenigsten leistungsfähige Typ, wenn es nicht möglich wäre, die Größe und die Güteklasse der Bauteile in Bereichen geringer Spannungen entlang der Spannweite zu reduzieren. Durch angemessene Auswahl der Abmessungen können flache oder gekrümmte parallelgurtige Fachwerke einigermaßen effizient sein. Der Fachwerkstyp mit gewölbtem Obergurt oder angemessener Obergurtneigung, um eine Entwässerung zu ermöglichen, passt zu vielen architektonischen Konzepten. Fachwerke für Wohnbauten stellen eine spezielle Anwendung des parallelgurtigen Fachwerks dar. Vom Standpunkt des Verbrauchers aus haben Deckensysteme aus Fachwerken einige attraktive Eigenschaften im Vergleich mit konventionellem Deckenbalkensystem zu bieten. Erstens, erlaubt die freie Spannweite unter den Fachwerken die freie Bewegung der Menschen und die Verwendung für verschiedene Nutzungen oder für Lagergüter. Zweitens bieten die Fachwerke Platz zwischen den Fachwerkurtungen bzw. -ausfachungen für die Anordnung von Heiz- und Kühlkanälen, Rohrleitungen, elektrischen und andere haustechnischen Ausstattungen. Und drittens, erlaubt die Lage des Untergurtes ein einfaches Befestigen und Aufbringen des Deckenaufbaues durch den Eigentümer zu einem späteren Zeitpunkt. Typische Spannweite für Deckensysteme aus Fachwerken sind 7 – 10 m, mit einer Höhe von 30 – 35 cm.



Das gekrümmte Fachwerk ist bei einer gleichmäßig verteilten Belastung das effizienteste in Bezug auf den Materialeinsatz. Es wird üblicherweise auch für Brücken mit beweglichen Lasten verwendet. Gekrümmte Fachwerke werden in einer Anzahl von Formen verwendet, die nicht die volle Ausnutzung der gekrümmten Form anstreben, jedoch im Zuge der Entwicklung statisch-konstruktive und wirtschaftliche Vorteile in den Vordergrund stellen. Gekrümmte Fachwerke sind zumeist mit dem Obergurt als Druckbogen ausgebildet, wobei dieser im Allgemeinen eine parabolische Form annimmt. Unter einer gleichmäßig verteilten Last ist die vertikale Komponente der Obergurtkraft theoretisch in jedem Punkt gleich der Querkraft in einem Ersatzbalken. In diesem Falle wären Ausfachungsstäbe erforderlich. In der Praxis sind die Lasten jedoch nicht immer gleichmäßig verteilt, so dass Stäbe in Form von Vertikalen und/oder Diagonalen notwendig werden. Gekrümmte Fachwerke werden üblicherweise nicht als parabolisch gekrümmte Obergurte hergestellt, sondern in der Form eines runden Bogens so konstruiert, dass der Krümmungsradius gleich der Spannweite ist oder der Stich an die Bemessungswerte der Festigkeiten, die Gurtquerschnittsfläche und das Biegemoment angepasst wird.

Das Verhältnis der Bauhöhe (des Stiches) zur Spannweite, das für die Konstruktion der verschiedenen Fachwerkstypen im Allgemeinen empfohlen wird liegt für gekrümmte Fachwerke zwischen 1:6-1:8, für geneigte Fachwerke bei 1:5-1:6 und für ebene Fachwerke bei 1:8-1:12. Diese Verhältnisse stellen Richtwerte dar und können durch die Auswahl der Baustoffeigenschaften (Festigkeitsklasse) sowie innovative Verbindungsmittelsysteme auch davon abweichen. Hohe Fachwerke biegen sich weniger durch und benötigen kleinere Gurtbauteile. Die Minimierung der Anzahl der Binderanzahl reduziert die Herstellungskosten, den Arbeitsaufwand und den Materialeinsatz. Aus statisch-konstruktiver Sicht ist die symmetrische Gestaltung der Fachwerksbinder in Querrichtung empfehlenswert. Dadurch wird der Anschluss der Ausfachungsstäbe und Druckgurte verbessert, exzentrische Lastenleitungen vermieden und die baustatische Berechnung vereinfacht.

Der Konstrukteur und Statiker sollte mit allen Fakten des Einsatzes von Nagelplatten vertraut sein. Für Standardbinder haben die jeweiligen Nagelplattenhersteller zumeist bereits Versuchsergebnisse für ihre Produkte vorliegen und die erforderlichen Zulassungen durch die Behörden beantragt. In manchen Fällen ist der entwerfende Ingenieur jedoch gezwungen eigenständige Konstruktionen zu entwickeln. Die Nagelplatten sollten dabei vorzugsweise an beiden Seiten des Binders einzusetzen und sollten eine ausreichende Festigkeit zur Abtragung von Zug-, Druck- und Querkraften aufweisen. Nicht vollständig abgedeckte Stellen unter den Nagelplatten, wie sie z.B. durch vorgebohrte Nagellöcher oder ausgestanzte Zähne, usw. auftreten können sind für die Ermittlung des Nettoquerschnittes zu berücksichtigen. Gut passende Kontaktflächen von Druckstäben können auch durch Kontaktstöße in der Berechnung berücksichtigt werden.

Ungefähr 50 % aller Dacheinstürze können unzureichenden temporären oder permanenten Aussteifungs- und Stabilisierungsverbänden zugeordnet werden. Die temporäre Abstützung der Binder ist während der Errichtung zwingend notwendig, um alle Bauteile und Binder planmäßig einbauen zu können. In mehreren Fällen wurde die nächtliche Zerstörung als Folge von Windstürmen gekoppelt mit unzulänglichen temporären Abstützungen beobachtet. Der Einbau entsprechender Aussteifungs- und Stabilisierungsverbände ist der Schlüssel zur Gewährleistung des Zusammenhaltes (Integrität) der Fachwerksysteme [3].



3 Rahmen- und Bogentragwerke aus Holz

Die Konstruktion von Rahmentragwerken ist vielleicht der älteste Tragwerkstyp im Holzbau und hat in den letzten Jahren eine erneuerte Aufmerksamkeit in speziellen Absatzmärkten gewonnen. Weiters haben vorgefertigte, scheibenförmige Tragelemente in der letzten Zeit ebenso an Popularität zugenommen. Dabei werden sowohl rahmenförmige (ähnlich der Skelettbauweise) und gedämmte (bei denen der Kern mit steifem Dämpfungsschaum gefüllt ist) Scheibenelemente eingesetzt. Rahmentragwerke aus Holz werden vielfach für gewerbliche und industrielle Anwendungen eingesetzt. In vielen Ländern weltweit werden diese Tragwerke für Einzelhandelsketten, Lagerhäuser und Fabrikgebäude verwendet. Kirchen, Feuerwehrzentralen, Werkstätten und Parkgaragen sind oft in Holzrahmenbauweise errichtet. Einige interessante Wohngebäude und Freizeitbauwerke sind auf Basis dieses Tragwerkstyps [3] errichtet.

3.1 Definition und baustatische Berechnung von Rahmentragwerken

Rahmentragwerke sind im Allgemeinen statisch unbestimmt, deshalb sind spezielle Methoden für ihre baustatische Berechnung erforderlich. Die Drehwinkel- und Momentenausgleichsverfahren sind z.B. zwei bekannte baustatische Analysemethoden. Die Drehwinkelmethode berücksichtigt die Steifigkeiten elastischer Verformungen wie Knotenverdrehungen und Schrägstellungen von Bauteilen, beinhaltet das Lösen eines Gleichungssystems und führt zu exakten Lösungen. Andererseits erfordert die Momentenausgleichsmethode fortlaufende Iterationen der Berechnung, wobei jede Iteration näher an der „exakten“ Antwort liegt. Diese Methode ist arbeitsintensiver, die Exaktheit entspricht bei einer ausreichenden Anzahl an Iterationen aber jener der „exakten“ Methoden. Diese zweitgenannte Methode bleibt auch in Zukunft als eine der wichtigsten Handberechnungsmethoden für die Analysen von Rahmensystemen aktuell [2].

3.2 Bemessungsrelevante Aspekte von Rahmen- und Bogentragwerken

Rahmentragwerke aus Holz wurden in den letzten Jahren in allen möglichen Formen gerne errichtet. Besondere Aufmerksamkeit ist dabei den (Eck-) Verbindungen zwischen Riegel und Stielen zu widmen. Dies kann auf zwei unterschiedliche Arten, über eine statisch-konstruktive und eine materialtechnologische Lösung, erfolgen.

Die erste Möglichkeit besteht in der Ausbildung eines zweiteiligen, abgewinkelten Stieles der sowohl bei Zug-, als auch bei Druckbeanspruchung als ein Bauteil wirkt. Die zweite Variante kann durch eine steife Verbindung zwischen Stiel und Riegeln mit metallischen Verbindungsmitteln oder mit einem durchgängigen Querschnitt auf einem gekrümmten Brettschichtholzbauteil – der mehr oder weniger ein Bogentragwerk bildet – erfolgen. In der statisch konstruktiven Bearbeitung ist dabei in der Bemessung der Verbindung aufzuwenden, weil zwei unterschiedliche Faserrichtungen der beteiligten Bauteile und verschiedene Spannungskomponenten im gekrümmten Bauteil auftreten. Der Riegelbauteil kann in parallelgurtiger Form entsprechend der erforderlichen Dachneigung angeordnet oder durch einen veränderlichen Balkenquerschnitt ausgebildet werden.

Alle größeren Rahmentragwerke sind entweder als Zwei- oder Dreigelenksrahmen oder –bögen ausgebildet und bestehen aus Brettschichtholz (homogen oder kombinierter Querschnitt), das die Herstellung einer großen Palette von Querschnittstypen erlaubt (Abb. 11.3). Wirtschaftlich sinnvolle Spannweiten für Rahmentragwerke liegen zwischen 15 und 60 m und für Bögen von 20 bis 100 m.



Abb. 11.3 Beispiel für ein Bogentragwerk aus Brettschichtholz

Die Wandriegel (horizontale Riegel) tragen die Windlasten zu den Stützen hin ab. Die Schalung oder Beplankung wird, sofern sie vorhanden ist, mit dem Riegel verbunden. Die Pfetten tragen das übliche Metaldach- oder die Sperrholzbeplankung und deren Belastungen ab. Die Pfettenabstände am Dach liegen im Bereich von 1 bis 4 Metern. Für Wände und Decken- bzw. Dachaufbauten im Gebäudeinneren mit Anforderungen an die optische Erscheinung der Oberfläche werden oftmals Gipskartonplatten oder Holzwerkstoffplatten verwendet.

Ein steifer, nicht ausgesteifter Rahmen sollte in Querrichtung (in der Tragwerksebene) Lasten ohne die Anordnung eines Aussteifungssystems aufnehmen können. In der Praxis sind die ausgeführten Verbindungen oftmals halbsteif, wodurch die angenommenen stiftförmigen und steifen Annahmen zum Verhalten der Verbindungen nur Idealisierungen darstellen. Aussteifungssysteme sind üblicherweise in Hochbauten in Form von Liftschächten und Stiegenhäusern angeordnet. Die Hauptfunktion eines Aussteifungsverbandes besteht in der Abtragung von, in Querrichtung (aus der Tragwerksebene) auftretenden, Windkräften. Aussteifungsverbände können in vertikal (in Abb. 11.4 in Form von Rahmen dargestellt) und horizontal lastabtragende Systeme unterteilt werden. In einigen Fällen kann das vertikale Aussteifungssystem auch horizontale Beanspruchungen aufnehmen. Es ist deshalb erforderlich die jeweiligen Verbände festzulegen bzw. zu definieren und entsprechend der horizontalen Einwirkungen auszulegen.

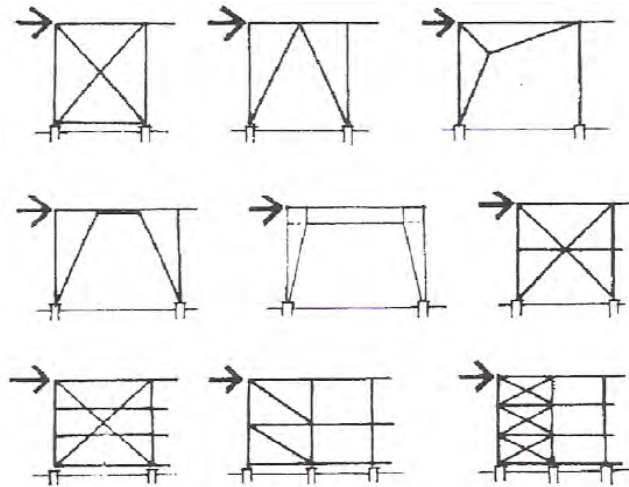


Abb. 11.4 Aussteifungssysteme für Tragwerke aus Holz [6]

Die Identifikation verschieblicher und nicht-verschieblicher Rahmen in einem Gebäude ist für die Beurteilung der Stabilität der gesamten Tragstruktur erforderlich. Im Zuge der Bemessung von mehrgeschossigen Gebäuderahmen ist es sinnvoll die Stützen vom Rahmen gedanklich zu trennen und die Bauteilnachweise der Stützen und die Stabilität der Rahmen als unabhängige Probleme zu behandeln. Wenn K-Verbände eingesetzt werden sind diese in ausreichender Größe und mit Verbindungen auszubilden, die die Lasten sicher und zuverlässig abtragen können. Es ist darauf zu achten, dass durch die Aussteifungs- und Stabilisierungsverbände nicht unerwünschte Biegemomente in Fachwerkbinder eingeleitet werden (wenn an Stelle eines Vollwandbinders ein Fachwerkbinder eingesetzt wird). Das gesamte Rahmentragwerk bestehend aus Stiel, Riegel und Aussteifungssystem ist baustatisch zu berechnen und statisch-konstruktiv nachzuweisen [2].

Holzrahmengebäude werden oft mit Metall- bzw. Trapezblechdächern eingedeckt, die auf Holzpfetten aufliegen (Sparrenpfetten) und im Allgemeinen rechtwinklig zur Binder- bzw. Stielebene eingebaut werden. Diese Elemente tragen zur Aussteifung bzw. Abtragung der in Längsrichtung (aus der Ebene) wirkenden Lasten bei. Die Schubsteifigkeit der gesamten Dachscheibe hängt dabei von der Steifigkeit der Paneele, der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel und dem Beitrag der Stabilisierungsverbände, welche die Tragwerksbinder gegen Kippen sichern ab. Die Steifigkeit wird durch Versuche an entsprechenden Aufbauten bestimmt [3].

4 Nachweisführung für Fachwerke, sowie Rahmen- und Bogentragwerke aus Holz

Die Nachweisführung für Fachwerke, sowie Rahmen- und Bogentragwerke aus Holz sind in gleicher Art und Weise durchzuführen, wie jene für Holzbalken oder andere Bauteile aus Holz und werden entweder durch die auftretenden Spannungen (Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit; ULS) oder Verformungen (Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit; SLS) bestimmt.



4.1 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Fachwerke und Bauteile von Fachwerken (ULS)

Der Bemessungsvorgang für Fachwerke aus Holz entspricht denen von Balken. Der Bemessungswert bei Biegung-, Torsion-, Druck- und Schubspannungen ist begrenzt durch die Wahl der Festigkeitsklasse (Qualität) und deren Bemessungsfestigkeit. Beanspruchungen durch Druck rechtwinklig zur Faserrichtung an den Binderauflagern ist für alle Binder nachzuweisen. Dachbinderauflager müssen auch gegen Abheben bemessen werden, um der Sogbeanspruchung von Windeinwirkungen aufnehmen zu können. Die im Bauwerk auftretenden Eigenlasten können wesentlich geringer als deren Bemessungswert sein. Dementsprechend sollte nicht mehr als das tatsächlich vorhandene Eigengewicht in der Berechnung berücksichtigt werden.

Gurte und Aussteifungsstäbe (diagonal und vertikal), Zug- oder Druck- (manchmal mit Biegung) beanspruchte Bauteile sind ULS gemäß den Festlegungen von Eurocode 5 [4] Abschnitt 6 nachzuweisen. Die übertragbaren Zug- und Druckkräfte (in manchen Fällen treten auch Biegemomente auf) werden durch die Wahl der Holzqualität und dessen Bemessungsfestigkeiten begrenzt. Sehr oft kann dabei eine allfällige (lokale) Momentenbeanspruchung vernachlässigt werden. Im Rahmen einer überschlägigen baustatischen Berechnung, in der die Kräfte in den Knotenpunkten angreifen, wird empfohlen, die Zug- und Druckglieder sowie die Verbindungen der Knoten nicht höher als mit einem Ausnutzungsgrad von 70% zu bemessen. Die am Fachwerk angebrachten Bauteile, wie z.B. Durchlaufpfetten müssen entsprechend ihren Auflagerungen behandelt werden (z.B. Durchlaufträger über zwei oder mehrere Felder). Für vorwiegend in den Knotenpunkten beanspruchte Fachwerke (unter Vernachlässigung des Ausknickens) sollte die Summe aus der kombinierten Längsdruck- und Momentenbeanspruchung auf eine Auslastung von 90 % beschränkt bleiben. Für alle anderen Fälle sind die Regelungen von Eurocode 5 [4], Kapitel 9.2.1

Für gitterartig angeordnete Druckstäben mit N oder V- förmigen Ausfachungen und geklebten oder genagelten Verbindungen, werden im Eurocode 5 [4], Kapitel C4.1 Regelungen angegeben. Für den Spannungs- und Knicknachweis von Druckstäben wird die Anwendung der Festlegungen im Eurocode 5 [4] Kapitel C.4 und 6.3 empfohlen.

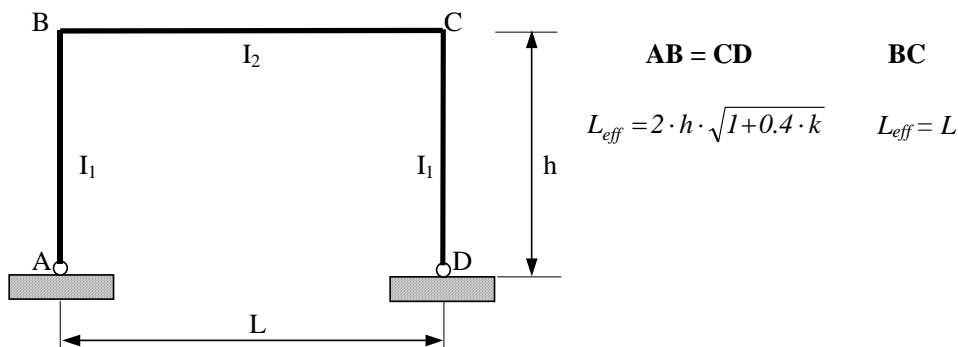
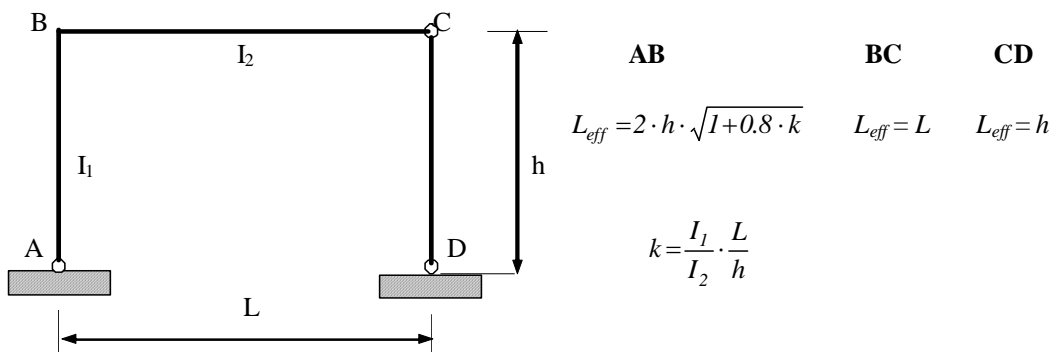
Bei druckbeanspruchten Bauteilen sind die wirksamen Knick- und Kipplängen in der Ebene als Entfernung im Allgemeinen zwischen zwei Wendepunkten der Biegelinie des Stabes zu bestimmen. Für aus Dreiecken aufgebaute Fachwerke, bei denen die Stäbe über ein Feld reichen, ergibt sich die Knicklänge von Druckstäben als die Länge zwischen den, gelenkig angenommenen, Knotenpunkten. Dasselbe gilt für Bauteile, die über zwei oder mehr Felder durchlaufen und nicht in ihrer Querrichtung belastet sind. Ein entsprechender Nachweis ist für das Ausknicken der Fachwerksstäbe in Querrichtung (aus der Ebene) zu führen (siehe auch Abschnitt 4.4).

4.2 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Rahmen- und Bogentragwerke aus Holz

Die Einflüsse eingepprägter Verformungen auf die Schnittkräfte und Momente können berücksichtigt werden, indem eine lineare baustatische Berechnung zweiter Ordnung unter Berücksichtigung der Festlegungen aus dem Eurocode 5 [3], Abschnitt 5.4.4, durchgeführt wird. Die durchzuführenden Spannungsnachweise der Bauteile mit kombinierten Beanspruchungen, wie z.B. Zug- und Druckkräfte kombiniert mit biaxialer Biegung sind im Eurocode 5 [3] in den Abschnitten 6.2.3 und 6.2.4 bzw. für die Bauteilnachweise in Abschnitt 6.3.2 und 6.3.3 angegeben. Treten eine oder mehrere Belastungen in den Gleichungen der genannten Abschnitte nicht auf werden die entsprechenden Gleichungen einfacher. Die Bauteile sind auch gegen das Überschreiten der Schubspannungen, die aus Querkräften oder Torsionsmomenten oder einer Kombination aus beiden stammen, nachzuweisen.

Die Torsionsstabilität eines Bogen- oder Rahmenelements in Querrichtung ist gemäß Eurocode 5 [3], Abschnitt 6.3.3 nachzuweisen.

Für den Knicknachweis druckbeanspruchter Bauteile sind die Knicklängen in der Ebene im Allgemeinen als Abstand zweier benachbarter Wendepunkte der Biegelinie zu bestimmen. Für verschieblicher Rahmentragwerke aus Holz können die zu verwendenden Knicklängen der Abb. 11.5 entnommen werden (üblicherweise werden alle einfachen Rahmen aus Holz ohne Aussteifungs- und/oder Stabilisierungsverbänden als verschieblich betrachtet).



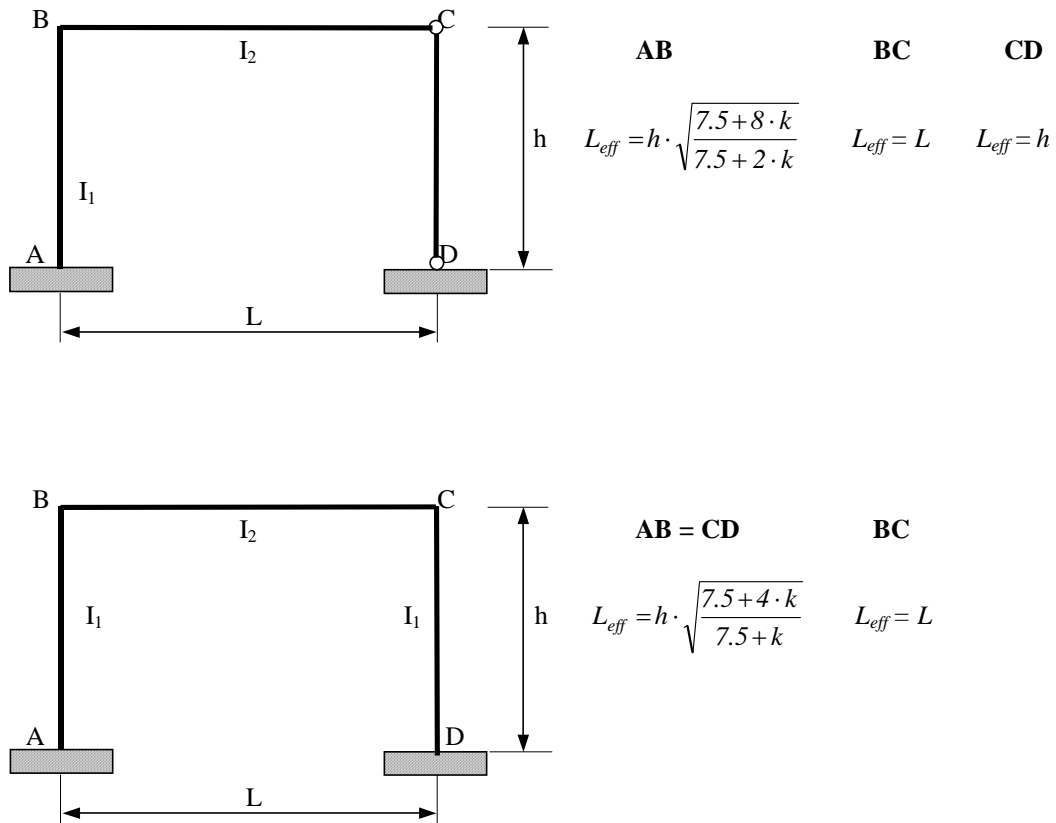


Abb. 11.5 Knicklängen für einige Rahmensysteme

Der Koeffizient k bezeichnet die Steifigkeit der Einspannung an den Enden der jeweiligen Bauteile und ist wie folgt definiert:

$$k = \frac{E_1 \cdot I_1 \cdot l}{E_2 \cdot I_2 \cdot h} \tag{11.1}$$

In ausgesteiften unverschieblichen Rahmensystemen ist die Knicklänge durch die Abmessungen des isolierten Bauteiles des Rahmens bestimmt und kann somit als unabhängiges Bauteil betrachtet werden. Die Knicklängen für aus Holz bestehende Bauteile ergeben sich wie folgt: für beidseitig eingespannte Bauteile $L_{eff} = 0,65 \cdot L$, für beidseitig gelenkig gelagerte Bauteile $L_{eff} = 1,0 \cdot L$, für auf einer Seite eingespannte und am anderen Ende gelenkig gelagerte Bauteile $L_{eff} = 0,8 \cdot L$, für auskragenden Bauteile $L_{eff} = 2,0 \cdot L$, wobei L die (geometrische) Länge des Bauteiles ist. Eine Überprüfung der ausreichenden Bauteilstabilität in der Querrichtung (aus der Ebene) ist durchzuführen.

Beim Bauteilnachweis in der Ebene für ein Bogen sind folgende Knicklängen anzunehmen: für beidseitig eingespannte Bogenenden unter symmetrischer Belastung $L_{eff} = 0,5 \cdot s$, für Zweigelenksbögen unter symmetrischer Belastung $L_{eff} = 0,625 \cdot s$, für Dreigelenksbögen unter symmetrischer Belastung $L_{eff} = 0,7 \cdot s$, für Zwei-

oder Dreigelenksbögen unter asymmetrischer Belastung $L_{\text{eff}} = 0,5 \cdot s$ (die Definition der Länge s ist in Abb. 11.7 festgelegt).

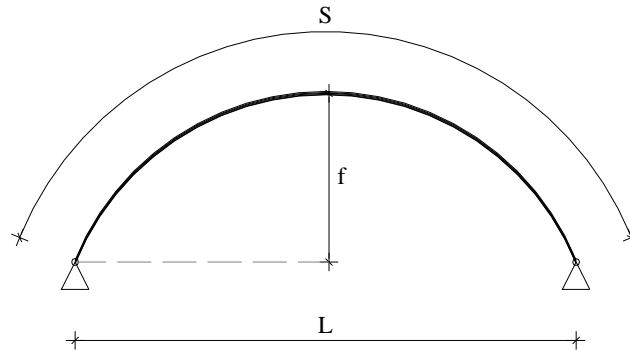


Abb. 11.6 wirksame (effektive) Bogenlänge

Für größere Bogenelemente sind die folgenden Ausdrücke gültig (Definition der Parameter siehe Abb. 11.6):

$$L_{\text{ef}} = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{1 + 6,15 \cdot k} \quad k = \frac{f}{l} \quad \text{für Zweigelenkbögen} \quad (11.2)$$

$$L_{\text{ef}} = \frac{l}{1,75} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k} \quad k = \frac{f}{l} \quad \text{für Dreigelenkbögen} \quad (11.3)$$

Eine entsprechende Nachweisführung für das Knicken bzw. Kippen in Querrichtung (aus der Ebene) ist durchzuführen.

4.3 Verbindungen

Im Allgemeinen sollte der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbindungen durch ihre Steifigkeit bzw. Verschiebungsmoduln (zum Beispiel durch Dreh- oder Translationsfedern) oder durch einen vorgeschriebenen Verschiebungsmoduln, in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau der Verbindung berücksichtigt werden. Die Beanspruchung der Verbindungsmittel in allen Stößen und Anschlüssen haben die Kriterien nach Eurocode 5 [4], Abschnitt 8 zu erfüllen und einzuhalten. Berechnungen von Rahmentragwerken sollten mit den entsprechenden Werten der Bauteilsteifigkeit erfolgen. Die Steifigkeit „ideeller“ Balkenelement sollte jener der zugeordneten Verbindungen entsprechen.

Die Verbindungen in Fachwerken muss in der Lage sein, die während des Transport und der Montage anfallenden Beanspruchungen zu übertragen (siehe Eurocode 5 [4], Abschnitt 9.2.1). In den meisten Fällen kann angenommen werden, dass die Fachwerkbinder mit metallischen Verbindungsmitteln verbunden sind, weil Verklebungen in Fachwerken unüblich sind. Längskräfte in den Bauteilen sind basierend auf der Annahme, dass jeder Knotenpunkt punktförmig ausgebildet ist, zu bestimmen, wenn vernünftigerweise metallische, stiftförmige Verbindungsmittel zum Einsatz kommen. Die Bauteile aus Holz oder aus Stahl bestehenden zugbeanspruchten Bauteile zwischen den Knotenpunkten, können ein- oder beidseitig mit Stahlblechen oder Holzwerkstoffplatten verbunden werden. Es wird die Ausbildung von beidseitig wirkenden Verbindungsknoten empfohlen, weil damit außer den zufälligen

Ausmitten durch gekrümmte und schiefgestellte Bauteile, keine zusätzlichen Exzentrizitäten entstehen. Verbindungen mit Nagelplatten sollten aus derselben Größe, mit demselben Typ und beidseitig ausgeführt werden. Die Nagelplatten haben die Anforderungen nach Eurocode 5 [4], Kapitel 8.8 zu erfüllen. Stoßlaschen in zusammengesetzten Tragsystemen können als drehstarr modelliert werden, wenn deren Verdrehungen unter Belastung keinen signifikanten Einfluss auf die Bauteilschnittkräfte haben. Diese Anforderung ist erfüllt, wenn die Bedingungen in Eurocode 5 [4], Abschnitt 5.4.2 (9) eingehalten werden.

4.4 Aussteifungen von Einzelträgern, Rahmen- oder Bogentragwerken sowie Systemen, die aus diesen aufgebaut sind

Für druckbeanspruchte Einzelbauteile, wie Einzelträger, Rahmen oder deren Bauteil, die eine seitliche Abstützung im Abstand „a“ benötigen, soll die Anfangsdurchbiegung der Geraden zwischen den Auflagern innerhalb von $a/500$ für Brettschichtholz oder LVL-Bauteile, und $a/300$ für Bauteile aus anderen Holzbasierende Produkten liegen. Jedes Zwischenauflager (Knotenpunkt des Stabilisierungsverbandes) sollte eine minimale Federsteifigkeit „C“ gemäß Eurocode 5 [4], Kapitel 9.2.5.2 aufweisen und sollte in der Lage sein, die nach Abschnitt 9.2.5.2 auftretenden Stabilisierungs- und sonstigen Kräfte (F_d) aufzunehmen. Der Gefahr der seitlichen Torsionsinstabilität kann mit der Einhaltung der Regelungen für die, in Eurocode 5 [4], Kapitel 9.2.5.2 (4) beschriebenen, Verbände erfolgreich vorgebeugt werden.

Für eine Serie von n parallelen Bindern, wie z.B. Fachwerk-, Rahmen- oder Bogenbinder, die einen Stabilisierungsverband mit zwischengestützten Knotenpunkten benötigen sollte dieser, neben dem Ableiten äußerer horizontaler Belastungen, wie z.B. aus Wind, die Abtragung der inneren Stabilisierungsgleichlast q_d nach Eurocode 5 [4], Abschnitt 9.2.5.3 gewährleisten. Die horizontale Verformung dieser Aussteifungsverbände infolge der Kraft q_d und anderen, äußeren Kräften sollte nicht größer als $l/500$ sein. Ein Beispiel eines solchen Aussteifungssystems ist in Abb. 11.7 für ein Rahmen- oder Bogensysteme (analog für Fachwerkbindersysteme) dargestellt.

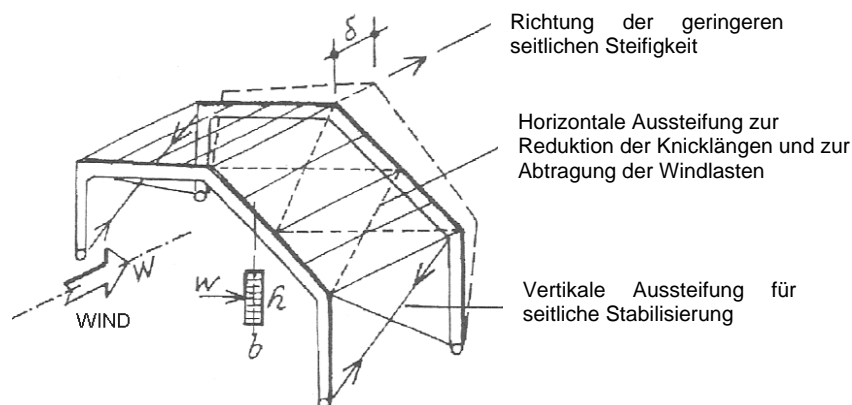


Abb. 11.7 Aussteifungssysteme eines Rahmensystems [6]

4.5 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Fachwerke aus Holz, Rahmen- und Bogentragwerke

Für den Verformungsnachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Anfangs- und Endverformungen zu berechnen und es ist nachzuweisen, dass diese in einem festgelegten Bereich liegen sollen. Die elastische Anfangsverformung kann mit Hilfe der folgenden Gleichung berechnet werden („Arbeitsgleichung“):

$$u_{\text{inst}} = u_{\text{inst},M} + u_{\text{inst},V} + u_{\text{inst},N} = \int_S \frac{M_{y(x)} \cdot \bar{M}_{y(x)}}{E_{\text{mean}} \cdot I_{y(x)}} dx + \int_S \frac{V_{z(x)} \cdot \bar{V}_{z(x)}}{G_{\text{mean}} \cdot A_{S(x)}} dx + \int_S \frac{N_{x(x)} \cdot \bar{N}_{x(x)}}{E_{\text{mean}} \cdot A_{(x)}} dx \quad (11.4)$$

Da die Bauteile nachgiebig miteinander verbunden sind, nimmt deren Steifigkeit ab. In finite Elemente Analysen kann die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel (z.B. in Fachwerksknoten) in der Weise berücksichtigt werden, dass die Querschnittsflächen A_m aller Bauteile, die nachgiebig mit dem Fachwerksgurten verbunden sind mit Hilfe von „ideellen“ Querschnittsflächen A_m^* nach Steck [5] berücksichtigt werden. Es ist zu erwähnen, dass A_m^* auch für die Berechnung der Schnittkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung eines reduzierten Verschiebungsmoduls der Verbindungsmittel verwendet werden kann. In diesem Fall sollte der Verschiebungsmodul mit $K_u = 2/3 K_{\text{ser}}$ anstatt der Werte des Verschiebungsmoduls K_{ser} nach Eurocode 5 [4], Abschnitt 7.

Die Gesamtverformung sollte nicht größer sein als die, im Bereich der Grenzwerte liegende Verformung für die Durchbiegung von Balken, nach Eurocode 5 [4]. Wobei die Größenordnung der Verformung einen sinnvollen Bezug zur Bauaufgabe aufweisen soll. Die Anfangs- und Endverformungen sollten mit den empfohlenen Werten der Tab. 7.2 in Eurocode 5 [4] beschränkt werden.

Für Tragwerke mit Bauteilen, Komponenten und Verbindungen, die ein gleichartiges Kriechverhalten aufweisen und unter der Annahme eines linearen Zusammenhanges zwischen den Einwirkungen und den resultierenden Verformungen darf die Endverformung u_{fin} nach Eurocode 5 [4], Kapitel 2.2.3 bestimmt werden.



5 Literatur

- [1] Šilih, S., Premrov, M., Kravanja, S.;
“Optimum Design of Plane Timber Trusses Considering Joint Flexibility”,
Engineering Structures 27(1), p. 145-154; 2005
- [2] Chen, W.F.;;
“Handbook of structural engineering”,
New York, Boca Raton: CRC Press, 1997
- [3] Hoyle, R.J., Woeste, F.E.;;
“Wood Technology in the Design of Structures”,
Ames, Iowa: Iowa State University Press, 1989
- [4] CEN/TC 250/SC5 N173,
“EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1: General rules
and rules for buildings”;
Brussels, 2004
- [5] Steck, G.;;
“Fachwerkbinder aus Brettschichtholz und Vollholz”,
aus “STEP 2 – Holzbauwerke: Bauteile, Konstruktionen, Details nach Eurocode 5”,
Chapter E7/1-12, Düsseldorf: Fachverlag Holz; 1995
- [6] Gojkovič, M., Stojič, D.;;
“Drvene konstrukcije”,
Beograd, Faculty of civil engineering, Grosknjiga, 1996

Kapitel 11 wurde von Miroslav PREMROV und Matjaz TAJNIK, Fakultät für Bauingenieurwesen, Universität Marburg / Slowenien erarbeitet.



RÄUMLICHE TRAGWERKE AUS HOLZ

1 Einleitung

Dieses Kapitel behandelt räumliche Tragwerke, in der Regel Dachstrukturen aus auf Holz basierenden Materialien. Diese Strukturen repräsentieren technisch und wirtschaftlich erfolgreiche und architektonisch eindrucksvolle Überdachungen, oft mit komplizierten Grundrissen.

2 Beschreibung von räumlichen Tragwerken

Unter dem Ausdruck „räumliche Struktur“ kann ein Tragwerkssystem, dem es möglich ist alle Lastenwirkungen direkt zum Auflagersystem und der Gründung abzuleiten, verstanden werden. Das räumliche Tragwerk wirkt wie eine Einheit – als räumliches Objekt. Beim bemessen und testen von räumlichen Tragwerken ist es wichtig, die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Balkenteile zu beachten. Es ist nicht möglich Lösungen durch Auflösen einer Struktur in einzelne, gegenseitig unabhängige Teile anzuwenden, weil es nicht mit dem realen Verhalten der Struktur in Beziehung stehen würde.

In der Natur ist es möglich viele inspirierende Beispiele der „räumlichen Tragwerke“ zu finden, wie etwa die Eierschale, die Nussschale, das Spinnennetz, die Seifenblase, die Muschel, das Schneckenhaus, etc.

Im Bauingenieurwesen ist es auch möglich Beispiele für räumliche Tragwerke, die bereits in der Antike realisiert wurden, zu finden. Die Kuppel des Pantheon in Rom, das 27 v. Chr. durch Agrippa erbaut wurde, ist mit ihren 43 m Spannweite die größte Kuppel bis zur modernen Zeit. Andere Beispiele der räumlichen Tragwerke sind die Jurten asiatischer Steppennomaden.

Die Entwicklung der räumlichen Tragwerke hat im Allgemeinen in den letzten 50 Jahren, in Beziehung mit der Entwicklung der Computertechnologie und der Software, begonnen. Diese Entwicklung kann auch im Bereich der räumlichen Holztragwerke beobachtet werden.

Die Verwendung der räumlichen Tragwerke bringt gewisse Vorteile im Gegensatz zu ebenen Tragwerken mit sich:

- Alle Tragwerkselemente tragen zur Lastabtragungskapazität bei, was oft zu einer Materialeinsparung führt.
- Die Lasten werden gleichmäßiger zu den Auflagern verteilt.



- Es gibt eine breitere Auswahl der Auflager und Formen (Veränderlichkeit).
- Verformungen werden, verglichen mit ebenen Tragwerken mit gleichem Gewicht, reduziert.
- Räumliche Tragwerke erreichen höhere Zuverlässigkeiten durch die statische Unbestimmtheit. Versagen einer begrenzten Zahl von Elementen führt nicht notwendigerweise zu einem allumfassenden Versagen des Tragwerkes und folglich besitzen diese Tragwerke eine gute Widerstandsfähigkeit gegen Zerstörungen die durch Feuer, Explosion oder seismische Einwirkungen verursacht werden.
- Räumliche Tragwerke sind normalerweise modular, was einen hohen Grad der Vorfertigung und die damit verbundenen Vorteile ermöglicht (Präzision, einfacher Transport und Montage).
- In räumlichen Tragwerken ist es einfacher verschiedene Installationen vorzunehmen. Räumliche Tragwerke sehen normalerweise sehr ästhetisch und ungewöhnlich aus.

Die Anwendung räumlicher Tragwerke bringt auch einige Nachteile mit sich. Diese sind:

- Die Kosten können im Vergleich zu alternativen Tragsystemen höher sein, speziell wenn räumliche Rahmenwerke über kurze Spannweiten verwendet werden.
- Die Anzahl und Komplexität der Gelenke kann zu einer längeren Montagezeit auf der Baustelle führen, abhängig von den Gelenktypen und dem gewählten Raster.
- Wenn Brandschutz notwendig ist, ist dieser infolge einer größeren Anzahl von Verbindungsmitteln und der relativ großen Oberflächenbereiche der räumlichen Rahmenelemente teurer.

3 Gliederung räumlicher Tragwerke

Räumliche Tragwerke können nach vielen unterschiedlichen Kriterien unterteilt werden. Die Grundklassifizierungen sind:

- geometrische Form
- Konstruktion
- Oberflächenstruktur



3.1 Geometrische Form

Geometrische Formen für räumliche Tragwerke können nach verschiedenen Gesichtspunkten unterteilt werden. Pläne von räumlichen Tragwerken können durch Translation oder Rotation der Segmente oder Kurven gemäß der beschriebenen geometrischen Prinzipien kreiert werden. Zum Beispiel können Zylinderoberflächen als eine Rotationsfläche, die durch eine um ein Zentrum rotierende Linie geformt wird oder als eine translatorische Oberfläche, die durch eine Translation eines konischen Abschnitts entlang einer Linie entsteht, charakterisiert werden. Ähnlich können hyperbolische Paraboloiden (als eine Linienoberfläche Strahlfläche), die durch ein System aus Linien, die relevante Punkte auf zwei windschiefen Linien verbinden, entstehen beschrieben werden oder es kann durch die Translation einer Parabel entlang einer Parabel kreiert werden. Eine geometrische Form sollte aus dem Aspekt ihres statischen Verhaltens und der strukturellen Analysen definiert werden. Es ist die Krümmung die den größten Effekt auf die statische Effektivität der räumlichen Tragwerke hat.

Diese können wie folgt eingeordnet werden:

- Räumliche Scheibentragwerke
- Faltwerktragwerke
- Einfach gekrümmte Stabtragwerke
- Doppelt gekrümmte Stabtragwerke

3.2 Konstruktion

Der Tragwerksentwurf beinhaltet die strukturelle Anwendung spezieller geometrischer Oberflächen. Zum Beispiel können zylindrische Oberflächen in einer Form eines Gewölbes oder herabhängend entworfen werden, auch ein so genanntes Pultdach ist möglich.

3.3 Oberflächenstruktur

Die Tragfähigkeit des räumlichen Tragwerks (ohne Überdachung und Dämmschicht) kann erreicht werden, indem eine geschlossene Oberfläche ausgeführt wird. Das ist eine Oberfläche mit kegelförmiger Dicke, die infolge der Spannung veränderbar ist. Dieser Strukturtyp wird als kontinuierliche Struktur bezeichnet. Eine kontinuierlich – verstärkte Struktur wird durch Verstärken der kontinuierlichen Struktur mit Rippen in bestimmten Intervallen auf der ganzen Oberfläche hergestellt. Netzstrukturen entstehen, wenn die Oberfläche aus Fachwerken, die in einer Ebene liegen (oder auf einer gekrümmten Oberfläche), aufgebaut ist und diese beidseitig mit Gelenken verbunden ist. Wenn die Balken sich nicht in einer Ebene befinden und die Gelenke räumlich sind, entstehen so genannte Rahmenstrukturen. Bei großen Spannweiten, wo oft der Widerstand gegen Beulen ein Kriterium ist, ist es möglich ein Tragwerk mit zwei Schalen auszuführen.

Aus einer anderen Sicht können räumliche Tragwerke nach Stab-, Flächen- oder kombinierter Struktur unterteilt werden. Die Stabtragwerke werden durch räumlich angeordnete und beidseitig verbundene Fachwerke gestaltet. Flächentragwerke (Faltwerke und Gerippe) werden durch ebene Elemente hergestellt. Kombinierte Tragwerke werden durch beidseitig verbundene Balken- und Oberflächenbauteile im Gelenk und entlang der Kanten erzeugt.



4 Typen der räumlichen Tragwerke

4.1 Scheibentragwerk

Geometrische Scheibentragwerke können durch ihre ebene Mittelfläche definiert werden. Diese Kategorie ist durch Deckenscheiben und Scheiben mit einer Netzstruktur repräsentiert.

Deckenelemente sind Scheiben mit kontinuierlich verstärkter Struktur, die aus Rahmen mit Trägerrippen und großflächigen Schalungen bestehen.

Scheiben mit Netzstrukturen können unter Berücksichtigung der Orientierung der Tragstruktur, als orthogonale oder diagonale Systeme, entworfen werden.

Technisch gesehen ist das schwierigste Detail durch die Gelenke des Tragwerks repräsentiert. Problematisch sind die Kreuzungspunkte der Balken, wo es notwendig ist, die Schwächung der Elemente zu minimieren.

4.2 faltwerke

Ein faltwerk ist ein flächentragwerk, das aus dünnen scheibenelementen besteht. Aus holz basierende faltwerke wurden seit der ersten hälfte des 20. jh. produziert. die wände werden normalerweise als große scheiben (normalerweise sperrholz) ausgeführt, die unter einem winkel von 40° - 50° miteinander verbunden sind. die vorteile der giebelstruktur sind ihre strukturelle veränderlichkeit und die hohe statische effizienz im vergleich mit anderen ebenen tragwerken.

4.3 Schalen

Schalen sind dünne und steife Membrane, die in der Regel die raumabschließende und dichte aufgabe erfüllen. Die Schalendicke ist sehr schmal gegenüber allen anderen abmessungen. Die Festigkeit und die Steifigkeit der Schale ist abhängig von ihrer Krümmung. Schalenoberflächen können einfach oder doppelt gekrümmt sein. Die doppelt gekrümmten Schalenoberflächen sind normalerweise steifer als die einfach gekrümmten. Die Schlankheit der Schale wird durch ihr Verhalten als flächentragwerk ermöglicht, und erfordert hohe qualität, gutes design und sorgfältige produktion. Die Schalenoberflächenstruktur kann sowohl kompakt (aus gegenseitig geklebten kreuzbrettern) als auch kontinuierlich verstärkt oder aus netzstrukturen (schichten) sein.

4.3.1 Schalenoberfläche mit einfacher Krümmung

Diese Kategorie behandelt zylindrische oberflächen und konoide.

Geschichtete gewölbe sind normalerweise als zylindrische oberflächen, die hauptsächlich stufenweise gelagert sind, ausgeführt. Der Kreis ist normalerweise die hauptkrümmung.

Ein beispiel eines schichtengewölbes mit einer spannweite von 30 m, einer krümmung von 17 m und einer länge von 42 m ist in abb. 12.1 gezeigt. Das gewölbe wurde in den 1950ern in ostrava (tschechische republik) als dach einer sporthalle realisiert und erfüllt noch immer seine funktion. Die hauptlamellen des gewölbes sind aus formschönem holz, mit einer abmessung von 45/270 mm hergestellt. Die lamellen sind durch stahlschraubenpaare miteinander verbunden. Abb. 12.2 zeigt das detail der lamellenverbindung am hochpunkt des gewölbes.



Abb. 12.1 Lamellengewölbe des Sporthallendachs



Abb. 12.2 Detail einer Lamellenverbindung am Gewölbe der Sporthalle

4.3.2 Schalenoberfläche mit Doppelkrümmung

Diese Kategorie umfasst rotationssymmetrische Strukturen mit zirkulärer oder polygonaler Grundfläche (Kuppeln, Kuppelgewölbe) und translatorischer Oberflächen über jeden Grundriss.

4.3.3 Rotationsoberflächen – Kuppeln und Kuppelgewölbe

Kuppelgewölbe sind Schalenstrukturen, die Lasten hauptsächlich durch Membrankräfte ableiten. Dieser sehr effiziente Weg der Lastabtragung wird durch Zug, Druck und Schubkräfte in der Schalenebene erreicht, was bedeutet, dass die Spannungen gleichmäßig über den Querschnitt verteilt werden und deshalb dünne Wandkonstruktionen möglich sind. Deshalb müssen diese schlanken Konstruktionstypen mit hoher Aufmerksamkeit auf die lokalen Knickprobleme (Druckkräfte verursachen eine Abweichung von der Schalenebene) bemessen werden.

Kuppelgewölbe haben normalerweise die Form einer geodätischen Kuppel. Kuppelgewölbe mit einem kompakten Tragwerk wurden nur gelegentlich für kleine Spannweiten realisiert. Die übliche Ausführung einer Kuppel ist ein kontinuierlich-verstärktes Tragwerk (mit radialen Rippen) oder eine Netzstruktur. Kuppeln mit einer Netzstruktur sind weiter verbreitet als Kuppeln mit kompaktem Tragwerk, aufgrund der einfacheren Ausführung der doppelt gekrümmten Oberfläche mit Linien und räumlichen Gelenken. Beispiele für Kuppeltypen mit einer Netzstruktur sind in Abb. 12.3 gezeigt.

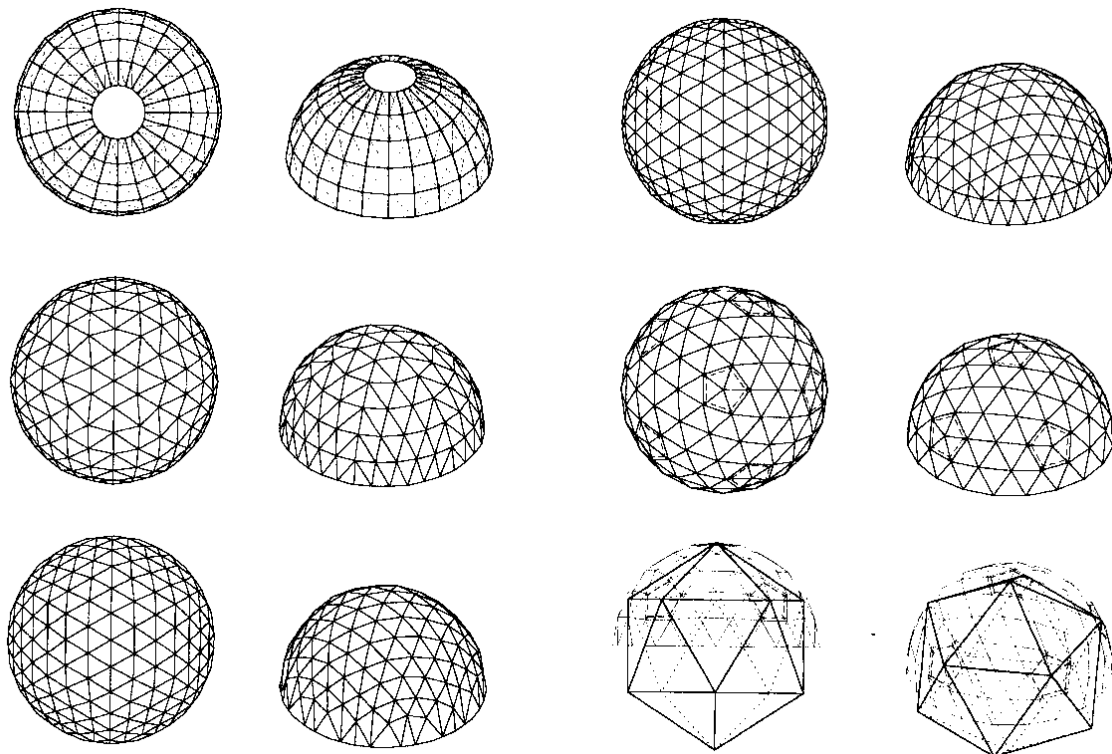


Abb. 12.3 Kuppeltypen mit Netzstruktur: oben links – radiale Rippenkuppel, Mitte links – dreieckige Kuppel, links oben – hexagonale Kuppel, rechts oben – ensphärische Kuppel, rechts Mitte – geodätische Kuppel, rechts unten – geodätische Ableitung

Ein Beispiel einer Sporthallenkuppel mit radialen Rippenauflagern ist in Abb. 12.4 gezeigt. Die Kuppelspannweite beträgt 105 m, mit einem Stich von 18,5 m und einem Radius der Krümmung der Mittellinie von 85 m. Die Halle wurde 1982 in Žilina (Slowakei) errichtet. Das Tragsystem besteht aus 44 Halbbögen, die aus geklebtem Brettschichtholz hergestellt



wurden. Die Bögen sind in der Betongründung beidseitig verankert und durch einen Basisring verbunden. Am Hochpunkt sind die Bögen mit einer Stahllaterne, die eine Öffnung von 5 m aufweist, verbunden. Die Dicke der Abschnitte des Bogens ist veränderlich (800 bis 1900 mm) und aus Brettschichtholz hergestellt. Die Breite bleibt mit 240 mm konstant. Die Lamellen sind 32 mm dick und durch FR-63 miteinander verklebt.



Abb. 12.4 Kuppel der Sporthalle von Žilina (Slowakei)

Abb. 12.5 und 12.6 zeigen die Kuppel der Sporthallenüberdachung des Tacoma Dome, in den USA, mit einer Spannweite von 160 m. Die Halle wurde 1983 eröffnet und ist die größte Holzhalle der Welt, soweit es die Spannweite betrifft. Das geometrische System von Kuppeln repräsentiert eine Kombination aus hexagonalen und dreieckigen Kuppeln. Das Tragsystem der Kuppel besteht aus einem Netz aus Brettschichtbindern. Der äußerste Ring des dreieckigen Kuppelgewölbes wird verwendet, um die irreguläre Kante der hexagonalen Kuppel zu vermeiden. Alle anderen inneren Ringe bilden hexagonale Kuppeln mit Rippen, die in drei Achsen parallel sind. Die Hauptbauteile der Brettschichtholzbauteile haben

170 – 220 mm Breite und 750 mm Tiefe. Für die Verbindungen wurden Stahlplatten und Schrauben verwendet. Für die Schalung werden Nut und Federbretter mit einer Dicke von 50 mm verwendet. Ein vorgespannter Betonringbalken fungiert als Auflager. Es dauerte zwei Monate um das Dach zu montieren.



Abb. 12.5 Tacoma Dome in den USA (Quelle: Internet)



Abb. 12.6 Tragstruktur des Tacoma Dome in den USA (Quelle: Internet)

4.3.4 Translatorische Schalenoberflächen – hängende Schalenträgerwerke

Hängende Schalenstrukturen sind eine ausgefallene Art von Schalen, die hauptsächlich durch Zug in der Ebene belastet sind. Wegen der Formstabilisation gegen Windsog und der notwendigen Vorspannung, sollten die Schalen in zwei Richtungen gekrümmt sein. Mit Holz erscheinen diese Schalen als kontinuierlich verstärkte Rippentragwerke.

Ein Beispiel einer solchen hängende Schale ist die Überdachung der EXPO 2000 in Hamburg (Abb. 12.7). Die enorme freistehende Überdachung besteht aus quadratischen Elementen, wobei jede einen Bereich von 39 x 9 m bedeckt und auf einer Säule/Turm mit einer Höhe von 18 m angeordnet ist. Die Säule besteht aus 4 Teilen und ist aus konischen Abmessungen. Beim Bemessen der Überdachung war es notwendig die asymmetrischen Schneelasten und den Winddruck zu berücksichtigen.



Abb. 12.7 Pavillon Abdeckung - EXPO 2000 in Hannover (Quelle: Internet)

Ein weiteres Beispiel ist die Überdachung der Kirche der unbefleckten Empfängnis in Prag-Strašnice (Abb. 12.8). Das Holztragwerk der Kirche wird charakterisiert durch die Form einer vierseitigen Pyramide, die auf einem verstärkten Betonquadrat (30 x 30m) platziert ist. Die Pyramide ist 23,5 m hoch. Die Haupttragkonstruktion besteht aus Eckverbindungen mit einer zentralen Brettschichtholzsäule. Die Gelenke sind aus Stahlplatten und Bolzen hergestellt. Die Überdachung ist aus einer Holzschale in der Form eines hyperbolischen Paraboloids gemacht. Die Schale besteht aus Kreuzlamellen in vier Ebenen. Die unteren zwei Lagen sind mit Abständen angeordnet und bilden die Decke. Alle Lagen mit einer Gesamtdicke von 68 mm sind mit Nägeln und beidseits verklebten Schalenkanten miteinander verbunden. Die Bemessung der Schalenstruktur wurde mit der Membrantheorie ohne die Verwendung der Computertechnologie vorbereitet.



Abb. 12.8 Kirche der unbefleckten Empfängnis in Prag-Strašnice



5 Zusammenfassung

Räumliche Holztragwerke für Überdachungen bilden eine große, unterschiedliche Gruppe von Strukturen, die anspruchsvollen Anfragen von Architekten und Projekten dienen können. Fast immer betrifft es auch die Originalität und den ästhetischen Eindruck des Tragwerkes.

6 Literatur

- [1] Herzog, T. et. al.;
"Timber Construction Manual",
Birkhäuser – Publisher for Architecture, Basel, ISBN 3-7643-7025-4, 2004
- [2] Müller, Ch.;
"Laminated Timber Construction",
Birkhäuser – Publisher for Architecture, Basel, ISBN 3-7643-6267-7, 2000
- [3] Straka, B., Pechalová, J.;
"Timber Structures",
CERM s.r.o., Brno, ISBN 80-7204-017-0, 1996
- [4] Kuklík, P.;
"Timber Structures 1",
Nakladatelství ČVUT, Praha, ISBN 978-80-01-03614-3, 2007
- [5] Hrčka, I. a kol.;
"Design of Timber Structures"
ES TU Zvolen, ISBN 80-228-0332-4, 1994

Kapitel 12 wurde von Alois MATERNA und Antonín LOKAJ, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Ostrau / Tschechische Republik bearbeitet.



ELEMENTBAUWEISEN AUS HOLZ

1 Einleitung

Heute gibt es gute Gründe für das Errichten von Gebäuden aus Holz in Elementbauweise. Neue und verbesserte Eigenschaften, die in den frühen 80ern des letzten Jahrhunderts eingeführt wurden, brachten eine weltweite Ausweitung dieser Bauweise. Die wichtigsten Veränderungen sind nachfolgend angeführt:

- Veränderung des Produktionsortes auf der Baustelle zur Vorfabrikation in stationären Produktionshallen,
- Wechsel von fixen Elementabmessungen hin zur modularen Bauweise,
- höherer Einsatz von Brettschichtholz in der Konstruktion,
- Entwicklung von Systemen mit kleinen Elementen hin zu vorgefertigten, großformatigen Elementen.

Trotzdem ist es den produzierenden Betrieben klar, dass die heutigen Holzhäuser in Elementbauweise sehr hoch bewertet sind und diese Bauweisen alle Anforderungen der Gesellschaft und der Umgebungsrandbedingungen (Klima, Schall usw.) erfüllen. Es gibt viele Gründe für die Errichtung von Häusern in Elementbauweise. Die wichtigsten werden nachfolgend aufgezählt:

- sehr gute bauphysikalische Baueigenschaften,
- die eingebauten Baustoffe sind ökologisch hochwertig,
- geringerer Energieverbrauch in der Herstellung der eingebauten Materialien und der Nutzung,
- geringe Bauzeiten,
- und, in manchen Gebieten sehr wichtig, mit sehr guten Eigenschaften bei einer Erdbebeneinwirkung.

Primär sind die bauphysikalischen Eigenschaften von großer Wichtigkeit. Dies betrifft nicht nur die gute Dämmung der Objekte, wodurch Heizenergie eingespart werden kann, was wiederum der Umwelt zugute kommt, sondern auch das Wohlbefinden von Menschen die solcherart errichtete Häuser bewohnen. Dieser Aussage stimmen im übrigen auch Menschen zu, die in Ziegelhäusern wohnen.



Die Herstellung der, bei dieser Bauweise vielfach eingesetzten Produkte, Holz bzw. Holzwerkstoffe und Gipskartonplatten erfordert weniger Energieaufwand als jener bei der Produktion von Ziegeln, Beton und anderer vorgefertigten Bauproduktion.

Ein weiterer Grund für die Errichtung von Gebäuden mit diesen Bauweisen besteht in der kurzen Bauzeit, da wegen dem hohen Grad der Vorfertigung der Elemente in den stationären Fertigungsanlagen, die Gebäude in wesentlich kürzerer Zeit errichtet werden können. Das bedeutet, dass während der Bauphase die Konstruktion nur über einen sehr kurzen Zeitraum dem Wetter ausgesetzt ist. Weiteres ist die Wahrscheinlichkeit späterer Beschwerden geringer. Ein weiteres Argument für diese Bauweisen ist, dass bei vergleichbaren Außenabmessungen Holzelementbauten bis zu 10 % höhere Wohnnutzflächen aufweisen. Wie bereits erwähnt stellen die Tatsachen der geringeren Wartungskosten, höherer Effizienz der Energienutzung und der geringer Wahrscheinlichkeiten des Einsturzes wesentliche Gründe in der Entscheidungsfindung der Investoren dar.

Die bisherigen Forschungsarbeiten zeigen, dass Häuser die in Elementbauweise errichtet wurden sehr gute Eigenschaften bei einer Erdbebeneinwirkung aufweisen. Die Gründe für diesen Umstand liegen im sehr geringen Gewicht der Konstruktion und dem duktilen Verhalten des Holzes und der Verbindungen.

Heute wird die Holzelementbauweise weltweit immer häufiger eingesetzt. Der Prozentsatz der, mit dieser Bauweise neu errichteten Wohnhäuser in den verschiedenen Teilen der Welt beträgt z.B. in Kanada 95 %, USA 65 %, Japan 50 %, Skandinavien 70 %, Großbritannien 10 % (Schottland 50 %), Deutschland 7 % (Bayern 30 %), Österreich 8 %, Tschechische Republik 2 % und Süd Europa bis zu 3%. Aufgrund dieser Faktenlage ist es klar, dass es große Unterschiede in der weltweiten Entwicklung von Holzelementbauten gibt.

Es existieren zwei unterschiedlichen Arten der Elementbauweise:

- Holzskelettsysteme,
- Holzriegelbausysteme.

Im zweiten Abschnitt ist ein kurzer Überblick, über die zwei am häufigsten verwendeten Holzelementbauweisen wiedergegeben. Der dritte Abschnitt beschreibt die Tragfähigkeit der Haupttragelemente in Elementbau. Überschlägige Bemessungsgrundlagen für Wand- und Deckenelemente sind im vierten Abschnitt angeführt. Für größere, mit dieser Bauweise errichtete Gebäude mit hohen Horizontalkräften ist es manchmal erforderlich Verstärkungsmaßnahmen anzubringen. Einige dieser Maßnahmen werden in Abschnitt 5 kurz wiedergegeben. Weiters werden in Abschnitt 6 einige wichtige Verbindungsdetails dargestellt und beschrieben.

2 Rahmenbau Systeme

Die zwei weltweit am häufigsten verwendeten Elementbauweisen in Holz sind:

- die Holzskelettsysteme, sowie
- die Holzriegelbausysteme.

2.1 Holzskelettbau

In Nordamerika ist der klassische Holzskelettbau, meist nicht vorgefertigt, dominierend. Bei diesem die Haupttragelement der Konstruktion aus einem Rahmen, der aus Balken und Stützen besteht, und vom Fundament bis zum Dach durchläuft, besteht (Abb. 13.1). Wegen der begrenzten Länge der Stützen (maximal rund 8 – 10 m), ist diese Bauweise nur für die Errichtung ein- und zweigeschossiger Gebäude einsetzbar.



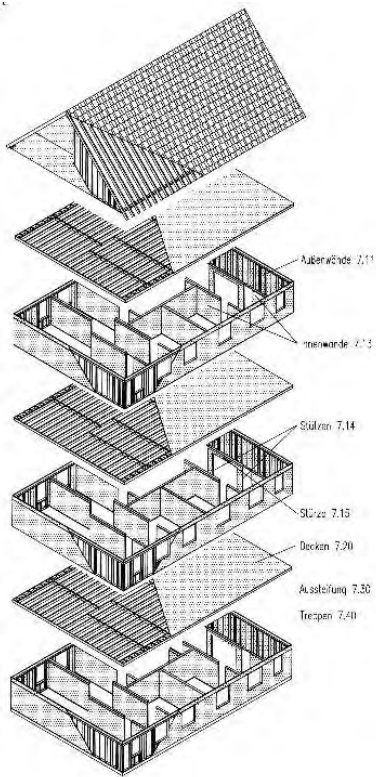
Abb. 13.1 Beispiel für einen Holzskelettbau

2.2 Holzriegelbau

Bei diesem System bestehen die wesentlichen vertikalen Tragelemente aus Wandscheiben, die aus tragenden Holzrahmen und Beplankungen bestehen, während horizontalliegende Deckenelemente Scheiben sind, die aus Deckenbalken und tragenden Beplankungen aus Holzwerkstoffen aufgebaut werden. Weil alle Elemente vorfertigbar sind ist die Montage sehr viel schneller durchführbar, sodass die Aussage „zwei Männer errichten ein Haus“ zutreffend ist. Dieses System ist für die Errichtung mehrgeschossiger Gebäude einsetzbar, weshalb das Interesse an dieser Bauweise weltweit zunimmt.

Der Holzriegelbau erlaubt eine systematisierbare „Stockwerk-auf-Stockwerk“-Errichtung der Gebäude. Nachdem die Wände eines Geschoßes montiert sind können unmittelbar darauf die Deckenelemente aufgesetzt werden, wie in Abb. 13.2a schematisch dargestellt ist. Dieser Vorgang wiederholt sich von Geschoß zu Geschoß. Als Folge ist dieses System für den Einsatz im mehrgeschossigen Wohnbau sehr geeignet.

In Abhängigkeit von den Längsabmessungen der Wände kann dabei weiters eine Kleinsystem- und Großsystembauweise (Tafelbauweise) unterschieden werden. Als Beispiel ist in Abb. 13.2b ein 6-geschoßiges Gebäude mit den Abmessungen 38 m x 18,60 m errichtet in Tafelbauweise dargestellt. Die beiden ersten Ebenen des Hotels Dobrava am Pohorje (Slowenien) wurden aus Stahlbeton errichtet, während die oberen vier Geschosse aus vorgefertigten Holzelementen (im Abschnitt 3 und 4 detailliert beschrieben) bestehen. Details zu diesem Gebäude können der Literaturquelle [1] entnommen werden.



a. Schematische Darstellung der Holzriegel-Elementbauweise (Tafelbauweise)

b. 6-stöckiges Gebäude in Holzriegelbauweise (Tafelbauweise); (Hotel Dobrava, Pohorje, Slowenien)

Abb. 13.2 Holzriegel-Elementbauweise (Tafelbauweise) und Beispiel für ein, mit diesem System errichtetes Gebäude

2.2.1 Kleinelement-Wandsysteme

In diesem Fall besteht ein Wandelement üblicherweise aus drei Holzbalken mit einer Wandbreite von 100 – 130 cm. Dieses System wird im Abschnitt 3 detailliert beschrieben.

2.2.2 Großelementige Wandsystem (Tafelbausysteme)

Großelementige Wandsysteme (Tafelbausysteme) entwickelten sich im letzten Jahrzehnt aus den Kleinelement-Systemen und führten zu einem wichtigen Fortschritt in der Errichtung von für Gebäuden in Holzelementbauweise. Das Ziel dieses Systems ist es, ganze Wandelemente (Wandtafeln) inklusive der Fenster- und Türöffnungen in einem in horizontaler Lage in der Produktionsstätte (Abb. 13.3a) herzustellen, von wo aus diese dann zur Baustelle transportiert werden (Abb. 13.3b). Weil für die einzelnen Wandelemente eine wesentlich geringere Anzahl an Verbindungen erforderlich wird können die Gebäude im Vergleich zu den Kleinelement-Wandsystemen in wesentlich kürzerer Zeit errichtet werden. Dieses Wandsystem wird aus diesem Grund häufig eingesetzt, insbesondere in Mitteleuropa.



a. Produktion von vorgefertigten Wandelementen in Tafelbauweise

b. Montage einer Wand in Tafelbauweise auf der Baustelle

Abb. 13.3 Produktion und Montage von Wänden in Tafelbauweise

3 Tragfähigkeit von einzelnen Wandtafeln

3.1 Vorgefertigte Deckenelemente

Vorgefertigte Elemente in Kleielementbauweise werden mit einer Breite von 1000 mm bis 1300 mm vorgefertigt und bestehen üblicherweise aus mindestens drei (Voll-) Holzquerschnitten (z.B. Kanthölzern) mit Querschnittsabmessungen zwischen 80 und 220 mm. Im Allgemeinen bestehen diese Beplankungen aus Holzwerkstoffen (Sperrholz, Spanplatte, OSB, ...) an der Oberseite und aus einer Faserplatte (FPB), üblicherweise mit einer typischen Dicke von 15 mm, an der Unterseite (Abb. 13.4).

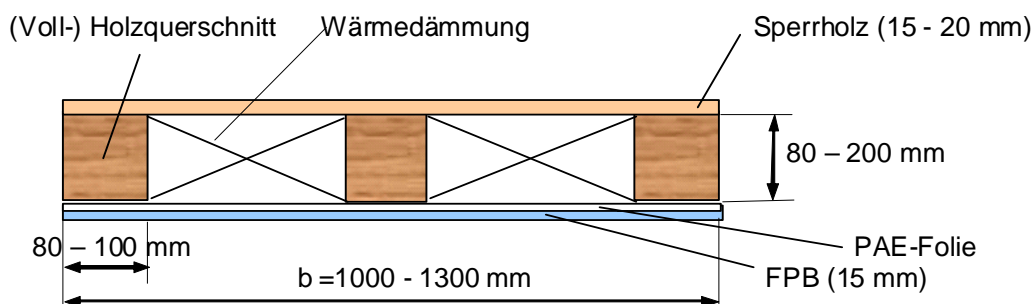


Abb. 13.4 Aufbau eines vorgefertigten Kleindeckenelements

3.2 Vorgefertigte Wandelemente

Vorgefertigte Holzelementwände werden als vertikale Haupttragelemente mit typischen Abmessungen der Breite von $b = 1250$ mm und der Höhe von $h = 2600$ mm bestehen aus einem Holzrahmen und Beplankungen aus Brettern oder Holzwerkstoffen, die durch mechanische Verbindungsmittel auf beiden Seiten des Holzrahmens mit diesem verbunden

sind (Abb. 13.5). Für die Beplankung können viele Produkte verwendet werden, wie z.B. Holzwerkstoffe (Sperrholz, OSB, Hartfaserplatten, Spannplatten, usw.), sowie Gips- und Gipskartonplatten (GPB). Die Entwicklung dieser Bauweise ging von Deutschland aus und wird mittlerweile in ganz Europa sehr häufig eingesetzt. Zwischen dem Holzrahmen und der Beplankung kann auch wärmedämmendes Material eingebracht werden, dessen Dicke von der Wanddicke und -art (Innen oder Außen) abhängt. Die Beplankung an beiden Seiten der Wand kann zusätzlich mit einer 12,5 mm dicken Gipskartonplatte erfolgen.

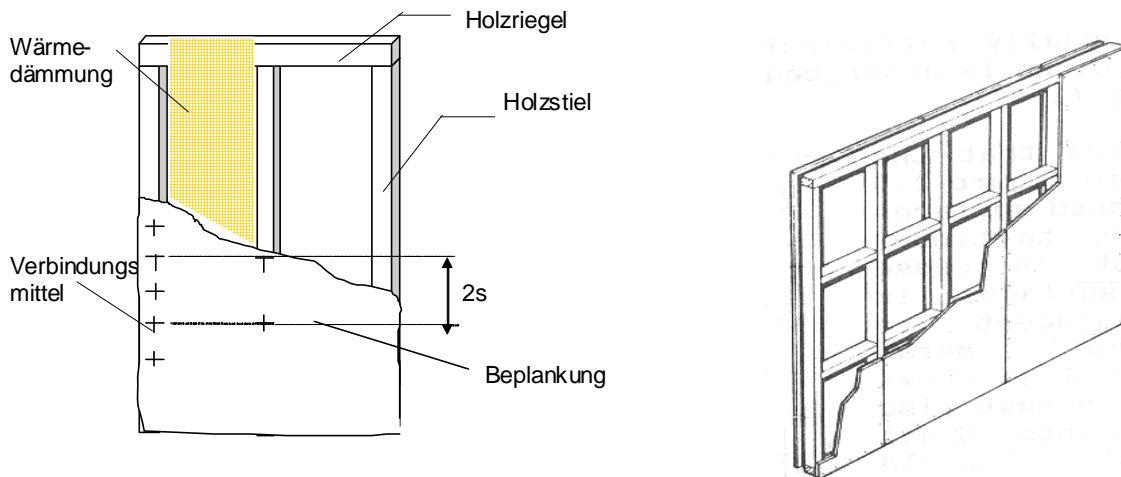


Abb. 13.5 Aufbau einer Wandtafel in Elementbauweise

3.3 Vorgefertigte Dachelemente

Dächer, deren Abmessungen und Abstände von der Schnee- und Windbelastung auf das Dach abhängen, können in klassischer Bauweise unter Verwendung von (Voll-) Holzbalken hergestellt werden. Diese sind auf beiden Seiten mit Holzwerkstoffplatten beplankt. Die Wärmedämmung wird zwischen den Balken eingebaut. In den letzten Jahren hat sich die Verwendung vorgefertigter Dachelemente weit verbreitet (Abb. 13.6).



a. vorgefertigte Wandelemente mit Schalung



b. vorgefertigte Firstelemente

Abb. 13.6 vorgefertigte Dachelemente

4 Bemessungsmodelle und -methoden

4.1 Bemessung von Deckenelementen

Für die statische Bemessung von Deckenelementen werden die vertikalen Nutzlasten und das Eigengewicht auf ein Durchlaufträgersystem aufgebracht (Abb. 13.7). Für Decken in Wohnhäusern ist eine Nutzlast von $p = 2 \text{ kN/m}^2$ im Eurocode 1 [2] festgelegt, während der das Eigengewicht (g) üblicherweise zwischen $1,2 \text{ kN/m}^2$ und $1,8 \text{ kN/m}^2$ variiert. Wände können üblicherweise als, in vertikaler Richtung unverschiebliche Auflagerungen, angenähert werden.

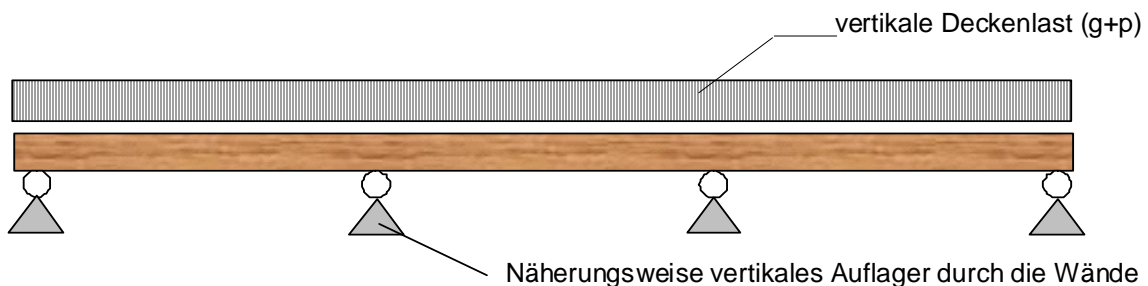


Abb. 13.7 vereinfachte statische Bemessung eines vorgefertigten Deckenelements

4.2 Bemessung von Wandelementen

Vertikale Einwirkungen (Eigengewicht, Nutzlast, Schnee, usw.) werden als Normalkräfte ($N_g + N_p + N_s$) parallel zur Faserrichtung durch die (Voll-) Holzquerschnitte abgetragen. Die Aufteilung horizontaler Wandlasten erfolgt in Abhängigkeit vom Schubwiderstand der Wände. Für eine, aus mehreren Einzelwandelementen bestehende, Wandtafel, die in einer Hauptrichtung beansprucht wird kann die näherungsweise Berechnung nach Abb. 13.8 für die Berechnung der Normalkräfte, Querkräfte und Biegemomente aus den einwirkenden vertikalen und horizontalen Einwirkungen herangezogen werden.

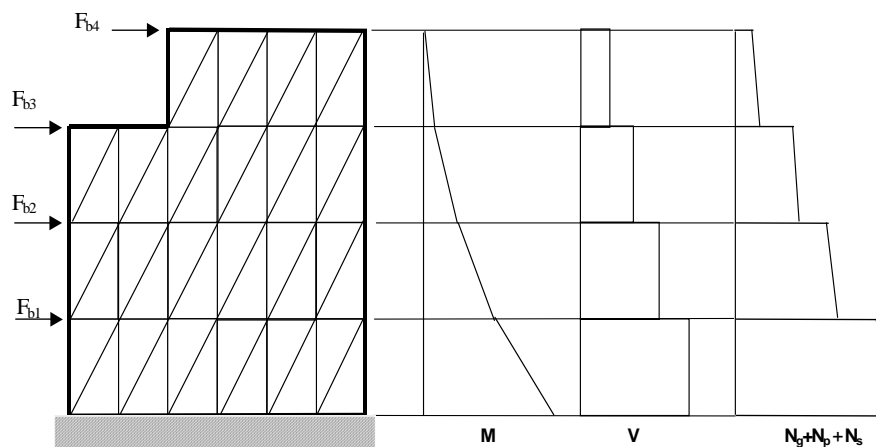


Abb. 13.8 statische Bemessung eines vorgefertigten Wandelements in einer Hauptrichtung

Die Aufteilung der einwirkenden Lasten auf die einzelnen Wandelemente der Wandtafel in der Tragebene ist entsprechend Abb. 13.9 durchzuführen. Zu beachten ist, dass die Regelungen des Eurocode 5 [3] vorschreiben, dass Wandelemente mit Tür- oder Fensteröffnungen nicht zur Lastabtragung herangezogen werden dürfen. Diese würden einen Anteil zum Nachweis des Widerstandes gegen Kippen in der Ebene beitragen (Methode A), was aber in der Realität nicht auftreten kann. Zumindest sollte die Länge der Einzelwandelemente auf beiden Seiten der Öffnung als separates Einzelwandelement betrachtet werden (Methode B).

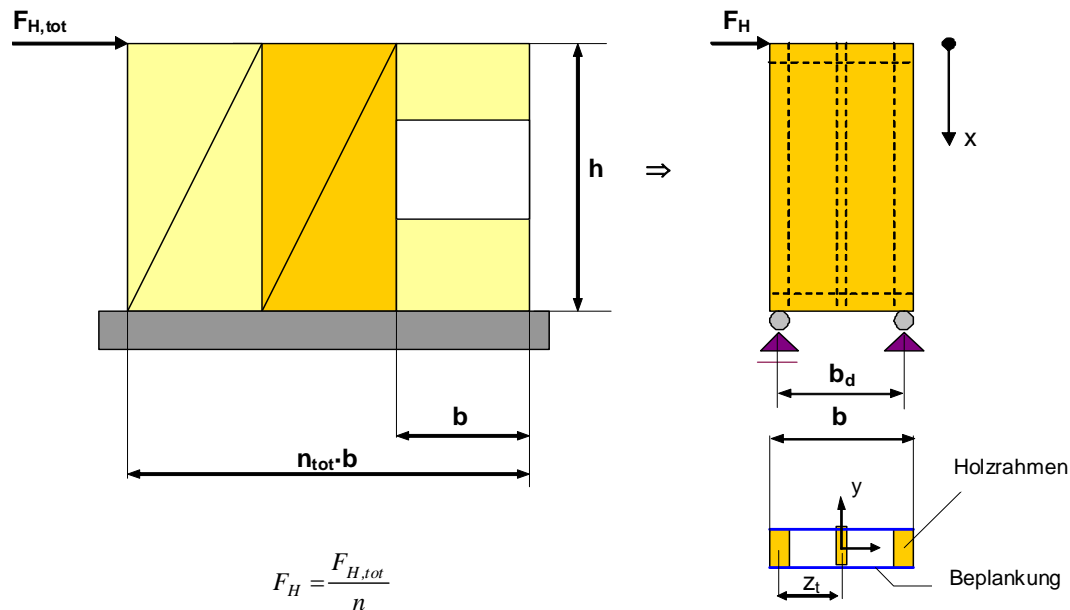


Abb. 13.9 statische Bemessung für ein Einzelwandelementes in der Ebene

In der baustatischen Berechnung und der Dimensionierung können Einzelwandscheiben als vertikaler Kragarm mit horizontalem Kraftangriff ($F_H = F_{H,tot} / n$), am oberen Ende des Elementes (Abb. 13.8) betrachtet werden (Eurocode 5 [3], Faherty und Williamson [4], Hoyle und Woeste [5]). Die in der Berechnung angenommenen Auflager können den Kraftfluss in den benachbarten Wandelementen beeinflussen und für diese Lagerungsbedingungen wie bei einer Einspannung erzeugen.

Für die Berechnung der Tragfähigkeit und der Vorhersage des Tragverhaltens von Beplankungen und Schubwände aus Holz wurden in der Vergangenheit viele Nachweismethoden vorgeschlagen bzw. entwickelt. In die Letztausgabe von Eurocode 5 [3] sind zwei vereinfachte Berechnungsmethoden aufgenommen worden um die Tragfähigkeit der Wandelemente bei Schubbeanspruchung zu berechnen.

Die erste - **Methode A** - ist mit der von Källsner und Lam [5] vorgeschlagenen „unteren plastischen Grenzlastmethode“ ident, die auf den folgenden Grundannahmen beruht:

- das Verhalten der Verbindungen zwischen den Beplankungen und den Holzbauteilen des Rahmens wird als linear-elastisch angenommen bis es versagt,
- das Verhalten der Holzbauteile des Rahmens und der Beplankung wird als starrer Verbund betrachtet.



Es sollte sichergestellt werden, dass:

- der Abstand der Verbindungsmittel (s) konstant entlang des Umfangs jeder Beplankung ist,
- die Breite (b) jeder Beplankung mindestens $h/4$ beträgt.

Für eine, aus mehreren Einzelwandelementen bestehende Wandtafel kann deren Bemessungswert der Wandscheibentragfähigkeit einer Wand mit

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (13.1)$$

berechnet werden, wobei $F_{i,v,Rd}$ der Bemessungswert der Wandscheibentragfähigkeit der Wandtafel ist, der sich als Summe des Bemessungswertes der Tragfähigkeit auf Abscheren aller Verbindungsmittel ($F_{f,Rd}$) entlang der beanspruchten Kanten wie nachfolgende dargestellt ermitteln lässt:

$$F_{i,v,Rd} = \sum F_{f,Rd} \cdot \frac{b}{s} \cdot c \quad (13.2)$$

$$c = \begin{cases} 1 & \text{for } b \geq b_0 \\ \frac{b}{b_0} & \text{for } b \leq b_0 \end{cases} \quad \text{wobei } b_0 = h/2 \quad (13.3)$$

Damit der mittlere Stiel für die Beplankung als Unterstützung herangezogen werden kann, sollte der Abstand der Verbindungsmittel auf diesem Stiel nicht mehr als doppelt so groß sein, wie jener entlang der (äußeren) Beplankungsränder.

Für Wandscheiben mit beidseitiger Beplankung gelten folgende Festlegungen:

- wenn die Beplankungen und die Verbindungsmittel von gleicher Art und Abmessung sind, dann ist die gesamte Wandscheibentragfähigkeit der Wandtafel als Summe der Wandscheibentragfähigkeiten der Einzelwandelemente anzunehmen.
- wenn unterschiedliche Beplankungen verwendet werden, dann dürfen, wenn kein anderer Nachweis geführt wird, 75 % der Wandscheibentragfähigkeit der schwächeren Seite in Rechnung gestellt werden, wenn Verbindungsmittel mit ähnlichen Verschiebungsmoduln verwendet werden. Andernfalls sollten nicht mehr als 50 % in Rechnung gestellt werden.

Werden Zugkräfte in die darunter liegende Konstruktion eingeleitet, dann sollte die Scheibe durch steife Verbindungsmittel verankert werden. Ein allfällig mögliches Stabilitätsversagen der Rahmenstiele ist nach Eurocode 5 [3], Abschnitt 6.3.2 zu überprüfen. Wo die vertikalen Bauteile auf horizontale Bauteile Druckkräfte übertragen, sollte die Beanspruchung durch Druckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung gemäß Eurocode 5 [3], Abschnitt 6.1.5 nachgewiesen werden. Das Beulen der Beplankung infolge einer Schubbeanspruchung darf



vernachlässigt werden, wenn $\frac{b_{net}}{t} \leq 100$ ist, wobei b_{net} der lichte Abstand zwischen den Stielen und t die Dicke der Beplankung ist.

Das zweite vereinfachte Modell zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Wänden in Holzelementbauweise wird als **Methode B** bezeichnet, ist nur für aus Holzwerkstoffplatten bestehende Beplankungen anwendbar, die auf dem Holzrahmen befestigt sind. Die Befestigung sollte entweder mittels Nägeln oder Schrauben erfolgen, und die Abstände der Verbindungsmittel sollten entlang der Beplankungsränder in gleichmäßigen Abständen erfolgen. Die Breite der Wandscheiben (b) sollte zumindest $1/4$ der Scheibenhöhe (h) betragen. Der Bemessungswert der Wandscheibentragfähigkeit ($F_{v,Rd}$) wird mit Glg. 13.1 berechnet, mit dem wichtigen Unterschied, dass im Vergleich zu Methode A der Beiwert für das Beplankungsmaterial (k_n), der Beiwert für den Abstand der Verbindungsmittel (k_s), der Beiwert für die gleichmäßig verteilte Last für die Wand i ($k_{i,q}$) und der Beiwert für die Abmessungen der Scheiben (k_d) in der Bemessung bzw. Nachweisführung in der nachfolgend wiedergegebenen Form zu berücksichtigen sind:

$$F_{i,v,Rd} = \sum F_{f,Rd} \cdot \frac{b}{s_0} \cdot c \cdot k_d \cdot k_{i,q} \cdot k_s \cdot k_n \quad (13.4)$$

Es bedeuten:

$$s_0 = \frac{9700 \cdot d}{\rho_k} \quad (13.5)$$

d Durchmesser des Verbindungsmittels in mm,

ρ_k charakteristische Rohdichte des Holzrahmenbaustoffes in kg/m^3 .

$$k_d = \begin{cases} \frac{b_1}{h} & \text{for } \frac{b_1}{h} \leq 1,0 & (a) \\ \left(\frac{b_1}{h}\right)^{0,4} & \text{for } \frac{b_1}{h} > 1,0 \text{ and } b_1 \leq 4,8 \text{ m} & (b) \\ \left(\frac{4,8}{h}\right)^{0,4} & \text{for } \frac{b_1}{h} > 1,0 \text{ and } b_1 > 4,8 \text{ m} & (c) \end{cases} \quad (13.6)$$

$$k_{i,q} = 1 + \left(0,083 q_i - 0,0008 q_i^2\right) \left(\frac{2,4}{b_1}\right)^{0,4} \quad (13.7)$$

worin q_i die äquivalente, gleichmäßig vertikale Vertikallast auf der Wand in kN/m ist.

Diese ist aus den ständigen Einwirkungen und möglichen Windeinwirkungen zusammen mit den äquivalenten Einwirkungen aus Einzellasten, einschließlich Verankerungslasten, die auf die Scheibe einwirken zu bestimmen. Für die Berechnung sollten vertikale wirkende, konzentriert angreifende Kräfte unter der Annahme, dass die Wand ein starrer Körper ist, in eine gleichwertige, gleichmäßig verteilte Kraft umgerechnet werden (z.B. für eine Last $F_{i,vert,Ed}$ die auf die Wand in Abb. 13.10 einwirkt).



$$q_i = \frac{2 a F_{i,vert,Ed}}{b_1^2} \quad (13.8)$$

Dabei bedeuten:

- a horizontaler Abstand der Kraft F von der windabgewandten Ecke der Wand,
- b Breite der Wand.

Der Faktor für den Abstand der Verbindungsmittel (k_s) kann mittels folgender Gleichung berechnet werden:

$$k_s = \frac{1}{0,86 \frac{s}{s_0} + 0,57} \quad (13.9)$$

wobei s der Abstand der Verbindungsmittel entlang des Umfanges der Beplankung (Abb. 13.5) ist.

Der Beiwert für das Beplankungsmaterial (k_n) ergibt sich zu:

$$k_n = \begin{cases} 1,0 & \text{for sheathing on one side} & (a) \\ \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0,5 F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}} & \text{for sheathing on both sides} & (b) \end{cases} \quad (13.10)$$

wobei:

$F_{i,v,Rd,max}$ die Wandscheibentragfähigkeit der stärkeren Beplankung und

$F_{i,v,Rd,min}$ die Wandscheibentragfähigkeit der schwächeren Schalung ist.

Die äußeren Kräfte $F_{i,c,Ed}$ und $F_{i,t,Ed}$ (siehe Abb. 13.10) der horizontalen Einwirkung $F_{i,v,Ed}$ auf die Wand i sollten bemessen werden aus:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_1} \quad (13.11)$$

Diese äußeren Kräfte können entweder auf die benachbarte Scheibe über die vertikale Scheibenverbindung oder auf die Konstruktion oberhalb oder unterhalb der Wand weitergeleitet werden (wie in Abschnitt 6 gezeigt). Wenn Zugkräfte auf die Unterkonstruktion weitergeleitet werden sollen, sollte die Scheibe mit steifen Verbindungsmitteln verankert werden.

Die erforderliche Plattendicke der Beplankung (t) ist abhängig von der Größe der diagonalen Zugkraft (T), der vorhandenen wirksamen (effektiven) Breite (b_{eff}) und der Zugfestigkeit des Beplankungsmaterials ($f_{t,d}^{(b)}$).

Gemäß Abb. 13.10 darf der Bemessungswert der Zugkraft (T_d) mit der nachfolgenden Formel berechnet werden:

$$T_d = \frac{F_{Hd,1}}{\cos \alpha} \quad (13.12)$$

wobei:

$F_{Hd,1}$ die horizontale Krafteinwirkung auf eine Beplankung ist. Die Plattendicke (t) muss dabei die nachfolgende Bedingung einhalten:

$$t \geq \frac{T_d}{b_{\text{eff}} \cdot f_{t,d}^{(b)}} \quad (13.13)$$

Für b_{eff} wird der Ansatz eines Wertes von 500 mm für die praktische Verwendung empfohlen.

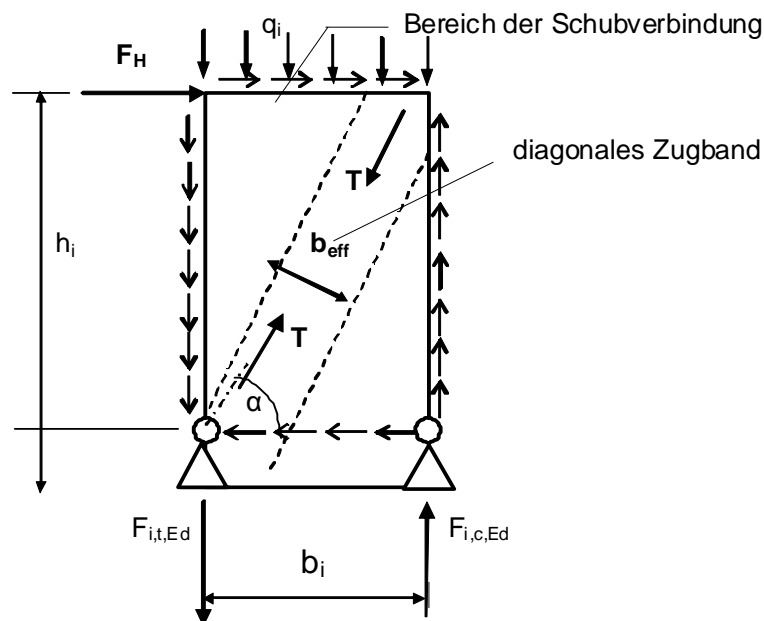


Abb. 13.10 Kräfteverteilung in einem Wandelement

Manchmal ist es erforderlich eine maximale horizontale Verformung, der Wandoberseite der zu berechnen. Eine einfache Näherungsformel, welche die Verformung des Kragarmes (w_f), die Schubverformung der Beplankung (w_b), die Nachgiebigkeit der Verbindung des

Holzrahmens mit der Beplankung (w_c) und die Verformung auf Grund der Verankerung (w_a) berücksichtigt ist in [4] oder [5] in Form der nachfolgend angegebenen Gleichung angeführt:

$$w = w_t + w_b + w_c + w_a = \frac{8 \cdot F_H \cdot h^3}{E_t \cdot A_t \cdot b} + \frac{F_H \cdot h}{G_b \cdot t} + 0.376 \cdot h \cdot e_n + d_a \quad (13.14)$$

Es bedeuten:

- E_t E-Modul der Holzbauteile des Rahmens,
- A_t Querschnitt der begrenzenden vertikalen Holzbauteile,
- G_b Steifigkeitsmodul der Beplankung,
- t wirksame Dicke der Beplankung,
- e_n Verformung der Nägel.

Die bereits erwähnten Eurocode-Methoden sind nicht für, die speziell in Mitteleuropa häufige verwendeten, Wandelemente mit Gipskartonplatten (FPB) anwendbar. Deren Grundannahmen können das Verhalten der Gipskartonplatten nicht exakt abbilden, bei denen die Zugfestigkeit deutlich unter der Druckfestigkeit liegt. Als Folge treten, unter der Einwirkung der relativ großen horizontalen Kräfte in der Zugzone häufig Risse auf, bevor die die auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmittel ihre Fließgrenze erreichen. Weiters können die Gipskarton im Allgemeinen nicht als Starrkörper betrachtet werden (Dobřila und Premrov [7]). Wenn Gipskartonplatten als Beplankungsmaterial eingesetzt werden lagert sich ein Teil der Kraft auf die Gipskartonplatten um und diese verhalten sich wie ein Balken mit großer Höhe bzw. wie eine Scheibe [4], [7]. Die Verteilung der horizontalen Kraft des „Verbundbalkens“ ist abhängig vom Verhältnis der Steifigkeiten. Die effektive Biegesteifigkeit $(EI_y)_{eff}$ von mechanisch verbundenen Balken unter Berücksichtigung der empirisch ermittelten Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel mit dem Beiwert γ_y kann nach Eurocode 5 [3] in folgender Form dargestellt werden:

$$(EI_y)_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i \cdot (I_{yi} + \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = \sum_{i=1}^{n_{timber}} (E_i \cdot I_{yi} + E_i \cdot \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2)_{timber} + \sum_{j=1}^{n_{board}} (E_j \cdot I_{yj})_{board} \quad (13.15)$$

wobei n die Anzahl der Bauteile des betrachteten Wandquerschnittes und a_i der Abstand zwischen der globalen y-Achse des Gesamtquerschnittes und der lokalen y-Achse des i-ten Elements mit einem Querschnitt A_i (siehe Abb. 13.8) ist. Es ist ersichtlich, dass die Verteilung der Kraft in diesem Fall stark vom Steifigkeitskoeffizienten der verbundenen Flächen (γ_y) abhängt, was hauptsächlich vom Verschiebungsmodul (K_{ser}), der Anordnung der Verbindungsmittel, sowie der Art des Verbindungsmittels abhängt. Versuchstechnisch ermittelte Ergebnisse für die Beschreibung des Schubtragverhalten von Wandelementen aus Holzwerkstoffen liegen für die einzelnen Systemkomponenten, wie z.B. unterschiedliche Verbindungsmittel (Chou und Polensek [8], Polensek und Bastendorff [9]) oder den Abstand der Verbindungsmittel (Van Wyk [10], Kuhta und Premrov [11]) vor. Semi-analytische Bemessungsmodelle, die das Verhalten des Verbundes zwischen Holzrahmen und der Beplankung berücksichtigen sind z.B. in [12] angegeben. Diese Modelle ermöglichen die Berücksichtigung von eingebauten Stahldiagonalen, der Nachgiebigkeit der



Verbindungsmittel zwischen der Beplankung und dem Holzrahmen und auftretenden Rissen in der Zugzone der Gipskartonplatten.

Ebenso wurden analytische Bemessungsmodelle entwickelt um dynamische Antworten der Holzschubwände zu berechnen. Stewart [13], Dolan [14]. Kasal [15] entwickelten ein dreidimensionales Finite Element Modell, um die Antwortspektren kompletter Holzleichtbaukonstruktionen zu simulieren.

Versuchsmethoden für die behandelten Holzelementbau-Wände sind in EN 594 [16] beschrieben, diese stellen jedoch eine Kompromisslösung dar und nicht alle Detailfragen sind vollständig geklärt, weil zwischen der Bemessungsmethode nach Eurocode und der Versuchsmethode ein grundsätzlicher Unterschied in der Art der vertikalen Verankerung der Holzstiele auf der Zugseite der Wandabschnitt vorliegt.

5 Verstärkung der Beplankung aus Gipskartonplatten

Wie bereits erwähnt wurde können Holzrahmenwände mit Gipskartonplatten (FPB) als Bauteile mit nachgiebigem Verbund behandelt werden. Die Verteilung der horizontalen Kraft im Verbundbauteil hängt vom Verhältnis der Steifigkeiten ab. Weil die Zugfestigkeit von FPB rund 10-mal geringer ist als die Druckfestigkeit und deutlich geringer als jene der Holzfestigkeit der Bauteile des Rahmens ist, stellen die Gipskartonplatten im Allgemeinen die Schwachstelle in einem solchen Verbundsystem dar. Daher treten speziell bei mehrstöckigen Gebäuden die durch erhöhte Erdbebenbeanspruchungen beansprucht werden oder in windigen Gegenden errichtet wurden im Allgemeinen Risse auf. In diesen Fällen verlieren die Gipskartonplatten ihre Steifigkeit und ihr Beitrag zur Lastabtragung sollte in jedem Fall vernachlässigt werden. Die auftretenden Spannungen im Holzrahmenelement unter horizontaler Beanspruchung sind üblicherweise nicht kritisch.

Es gibt mehrere Möglichkeiten schubbeanspruchte Wände zu verstärken, um Risse in den Gipskartonplatten zu vermeiden:

- durch Verwenden zusätzlicher Platten. Üblicherweise wird die Anzahl der Platten verdoppelt:
 - symmetrisch (auf beiden Seiten des Holzrahmenelementes),
 - asymmetrisch (auf einer Seite des Holzrahmenelementes),
- durch Verstärken der Platten mit Stahldiagonalen,
- durch Verstärken der Platten mit Karbonfasern oder hochfesten synthetischen Fasern (FRP, CFRP, ...).

In [7] wurden Versuchsergebnisse für Wände mit zusätzlichen Gipskartonplatten veröffentlicht. Die Versuchsproben zeigten eine höhere Elastizität, während die Tragfähigkeit und speziell die Duktilität nicht im erwünschten Maß zunahmen.

Mit dem Anliegen die Tragfähigkeit und speziell die Duktilität der Wände zu erhöhen, ist es deshalb sinnvoller, klassische diagonal angebrachte, dünne Stahlbleche einzusetzen, die mit dem Rahmen verbunden werden müssen. In diesem Fall wird, nach dem Auftreten der ersten Risse in der Zugzone der Gipskartonplatten, nur ein Teil der horizontalen Kraft von der Beplankung auf die Zugdiagonalen aus Stahl auf den Holzrahmen übertragen. Aus dem

Zusammenhang zwischen den gemessenen Kräften die zum ersten Riss in der Gipskartonplatte führen ist klar erkennbar, dass die eingebauten dünnen Stahlbleche die Steifigkeit der Wand nicht sehr beeinflussen. Im Bruchzustand zeigt sich jedoch, dass die verstärkten Scheiben einen Anstieg der Tragfähigkeit um 77 % und der Duktilität um 39 % mit sich bringen [7].

Als dritte Lösung bietet sich die Verwendung von CFRP-Streifen an, die in Richtung der Zugdiagonal der Gipskartonplatte aufgeklebt werden (Abb. 13.11). Diese Verstärkungsmaßnahme ist so konzipiert, dass die aufgeklebten Streifen beim Ausfall der Gipskartonplatten zur Tragfähigkeit beitragen. Versuchsergebnisse in [17] zeigten einige wichtige Erkenntnisse, die wesentlich zur erläuterten Modellierung von schubbeanspruchten Wandelementen Berücksichtigung fanden [18]:

- Die Kräfte, die den ersten Riss in den Gipskartonplatten verursachten, konnten bei allen Versuchskörpern erhöht werden,
- Die Berücksichtigung der CFRP-Diagonalen in Bezug auf die Tragfähigkeitsermittlung der Wandelemente brachte einen deutlichen Anstieg mit sich,
- Die Versuche belegen einen wichtigen Unterschied im Verhalten der CFRP-Streifen verbundenen Bereiche, in Abhängigkeit von den Verbundbedingungen zwischen den eingebauten CFRP-Streifen und dem Holzrahmen. Wenn die Streifen zusätzlich am Holzrahmen angeklebt wurden wiesen die Verbindungsmittel eine deutlich geringere Nachgiebigkeit im Verbindungsbereich auf, der bei Auftreten des ersten Risses in der Gipskartonplatte, 1 mm nie überschritt. Daraus kann geschlossen werden, dass die Fließgrenze der Verbindungsmittel nicht erreicht wurde bevor der irgendeine Rissbildung erfolgte und die Wandelemente zum Versagen neigen, sobald Risse in der Gipskartonplatte entstehen. Andererseits zeigte sich, dass in Fällen in denen die CFRP-Streifen nicht mit der Holzrahmenkonstruktion verbunden waren die Nachgiebigkeit zwischen den Gipskartonplatten und dem Holzrahmen deutlich höher waren und die Wandelemente zum Versagen auf Grund des Erreichens der Fließgrenze der Verbindungsmittel neigten.



Abb. 13.11 Versuch an einem, um 90° gedrehten, diagonal CFRP-verstärkten Prüfkörper [17],

6 Verbindungen

6.1 Vertikale Verbindung zwischen den Wandelementen

Eine vertikale Verbindung zwischen zwei Wandelementen ist exemplarisch in Abb. 13.12 dargestellt. Die Verbindung des oberen Wandelementes mit dem Deckenbalken (Tram) erfolgt über BMF-Winkelelemente unter Verwendung von Rillennägeln. Der Deckenbalken ist mit dem unteren Wandelement durch einen zusätzlichen BMF-Rillennagel verbunden.

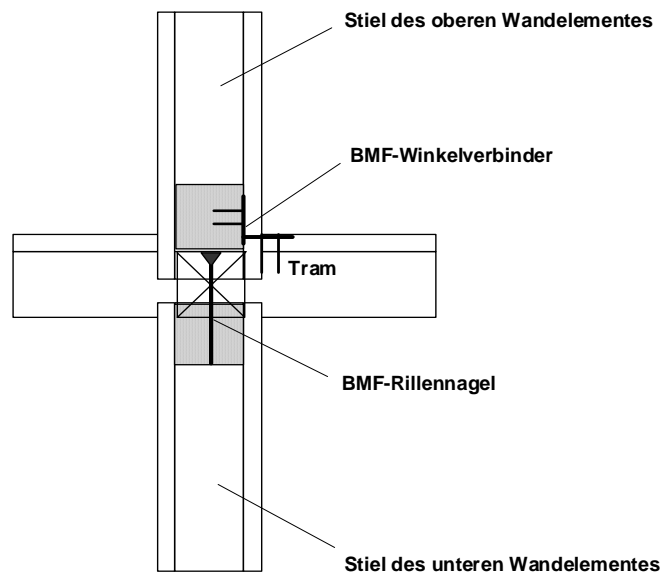


Abb. 13.12 Vertikale Verbindung zweier Wandelemente

6.2 Verbindung des untersten Wandelementes mit der Unterkonstruktion (Fundament)

Die Verbindung des untersten Wandelements aus Holz mit der Unterkonstruktion (Fundament) wird üblicherweise mittels spezieller Stahlplatten und zwei Bolzen, wie in Abb. 13.13 schematisch gezeigt, ausgeführt. Die Skizze zeigt eine zusätzliche Möglichkeit der Verbindung der Stahldiagonalen mit dem Holzrahmen (mögliche Verstärkungsmaßnahme; in Abschnitt 5 beschrieben).

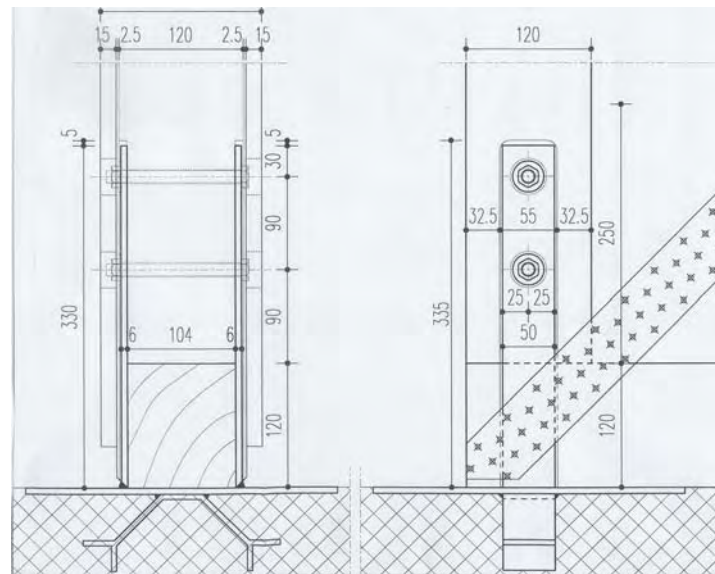


Abb. 13.13 Verbindung des untersten Wandelementes mit der Unterkonstruktion und einer Verstärkungsmaßnahme mit Hilfe von BMF-Stahldiagonalen

7 Literatur

- [1] Premrov, M.;
“Terme Zreče, Hotel Dobrava”,
Case study no. 8, Educational materials for designing and testing of timber structures – TEMIS, Case studies, Instruction handbook. Ostrava:VŠB-TU, Fakulta stavební, 2007, http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/Instruction_8_Dobrava.pdf
- [2] CEN/TC 250;
“Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings”,
Brussels, 2002
- [3] CEN/TC 250/SC5 N173;
“Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1 General rules and rules for buildings”,
Final draft prEN 1995-1-1; Brussels, 2004
- [4] Faherty, K.F., Williamson, T.G.;
“Wood Engineering and Construction Handbook”,
Mc Graw-Hill Publishing Company; 1989
- [5] Hoyle, R.J., Woeste, F.E.;
“Wood Technology in the Design of Structures”,
Iowa State University Press, Ames, Iowa, 1989



- [6] Källsner, B., Lam F.;
“Diaphragms and shear walls”,
Holzbauwerke: Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen nach Eurocode 5. Step 3,
pp. 15/1-17, Fachverlag Holz; Düsseldorf, 1995
- [7] Dobrila P., Premrov M.;
“Reinforcing methods for composite timber frame-fiberboard wall panels”,
Engineering Structures 25(11), pp. 1369-1376, 2003
- [8] Chou, C., Polensek, A.;
“Damping and stiffness of nailed joints: response to drying”,
Wood and Fiber Science 19(1), pp. 48-58, 1987
- [9] Polensek, A., Bastendorf, K.M.;
“Damping in nailed joints of light-frame wood buildings”,
Wood and Fiber Science 19(2), pp. 110-125; 1987
- [10] Van Wyk, W.J.;
“The strength, stiffness and durability of glued, nail-glued and screw-glued timber
joints”,
South African Forestry Journal 138, pp. 41-44; 1986
- [11] Kuhta, M., Premrov, M.;
“Influence of Fasteners Disposition on Behaviour of Timber-Framed Walls with
Double Fibre-Plaster Coating Boards”,
American Journal of Applied Sciences, in press, 2007
- [12] Premrov, M., Dobrila, P., Bedenik, B.S.;
“Approximate analytical solutions for diagonal reinforced timber framed walls with
fibre-plaster coating material”,
Constr. build. mater. 18 (10), pp. 727-735; 2004
- [13] Stewart, W.G.;
“The seismic design of plywood sheathed shearwalls”,
Thesis submitted in partial fulfilment of a Ph. D. degree, University of Canterbury;
New Zealand, 1987
- [14] Dolan, J.D., Foschi, R.O.;
“A numerical model to predict the dynamic response of timber shear walls”,
Proceedings of the International Timber Engineering Conference; London, 1991.
- [15] Kasal, B., Leichti, R.J., Itani, R.Y.;
“Nonlinear finite-element model of complete light-frame wood structures”,
J. Struct. Engrg. ASCE 120(1), pp. 100-119, 1994
- [16] European Committee for Standardization;
“EN 594: Timber structures – Test methods – Racking strength and stiffness of timber
frame wall panels”,
Brussels, 1995



- [17] Premrov, M., Dobrila, P., Bedenik, B.S.;
“Analysis of timber framed walls coated with CFRP strips strengthened fibre-plaster boards”,
International Journal of Solids and Structures 41 (24/25), pp. 7035–7048, 2004
- [18] Premrov, M., Dobrila, P.;
“Modelling of Fastener Flexibility in CFRP Strengthened Timber framed Walls Using Modified γ – Method”,
Engineering Structures, in press

Kapitel 13 wurde von Miroslav PREMROV, Fakultät für Bauingenieurwesen, Universität Marburg / Slowenien bearbeitet.



Kapitel 14

AUSSTEIFUNG UND STABILISIERUNG VON TRAGWERKEN AUS HOLZ

1 Einleitung

Tragwerke und -systeme müssen die sichere Ableitung externer Einwirkungen, die durch Schnee, Wind, durch außergewöhnliche Einwirkungen und Erdbebenlasten, durch Bremskräfte von Hebevorrichtungen usw. verursacht werden, in die Fundamente gewährleisten und deren auftretende Beanspruchungen nachgewiesen werden.

Die Systeme können auch innere Kräfte, die z.B. durch Abweichungen der Haupttragwerkselemente aus ihrer geplanten Lage beansprucht werden und haben diese Kräfte aufzunehmen. Beispiele hierfür sind Auflagerkräfte von nicht senkrecht stehenden Bauteilen oder Kräfte von stabilisierenden Bauteilen, die durch Druckkräfte beansprucht werden.

Es gibt unzählige Berichte aus vielen Ländern, wo ernste Probleme durch das Fehlen von Aussteifungen in Gebäuden beobachtet wurden. Es ist wichtig, dass der Statiker und Konstrukteur am Beginn der Konstruktionsentwicklungen einen Überblick über die Anforderungen der Ableitung der Kräfte von der Stelle der jeweiligen Lasteinleitung bis zur Gründung gewinnt.

Dieses Kapitel konzentriert sich auf Aussteifungs- und Stabilisierungssysteme für einfache Gebäude. Aus dem einschlägigen Literaturquellen, wie z.B. aus dem „Timber Construction Manual“ [1] sind detailliertere Angaben für unterschiedliche Arten ein Holzgebäude auszusteifen, zu entnehmen.

In der Praxis wird die erste Überprüfung der Aussteifungen in Gebäuden mit rechteckigen Grundriss im Allgemeinen in der folgenden Reihenfolge stattfinden in: 1) quer zu Längsachse wirkende Lasten und 2) in Längsrichtung wirkende Lasten. E ist dabei wichtig zu beachten, dass Kräfte auftreten können, die in beiden Richtungen zur selben Zeit auftreten.

2 Typischen Aussteifungsarten

2.1 Typische vertikale Elemente

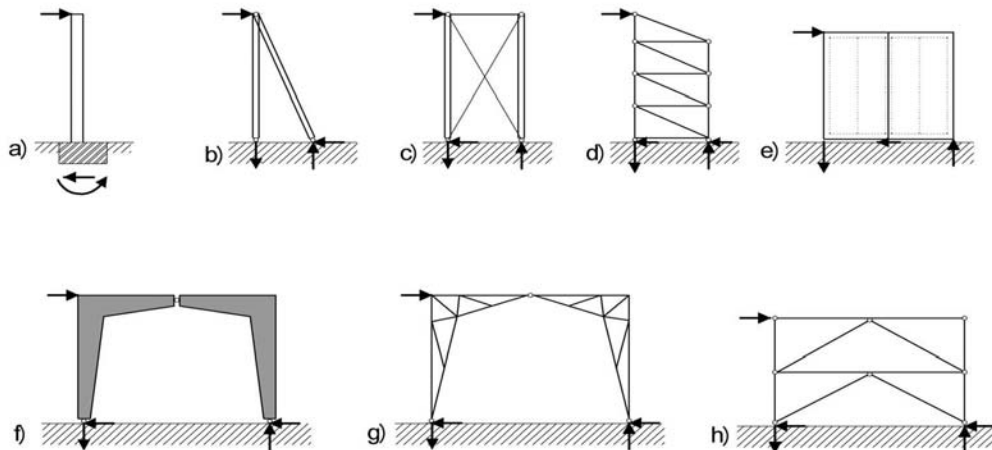


Abb. 14.1 typische vertikale Aussteifungsarten

Abb. 14.1 zeigt typische vertikale Aussteifungssysteme wie: a) im Auflager eingespannter Kragarm, b) diagonale Abstützung, c) ausgekreuzte Aussteifungssysteme, d) Ausfachung mit Fachwerkstäben, e) Wandscheiben, f) Rahmen, g) Fachwerkrahmen, h) K- Fachwerkssystem

– Kragarm (a)

Ist in einem Konstruktionsteil der darunterliegenden Tragstruktur oder der Gründung. Er kann z.B. befestigt sein durch: Verbindungen mit geklebten Bolzen, Nägeln oder Stahl-Holzverbindungen. Die horizontale Verformung des Kragarms kann Probleme hervorrufen, weil diese z.B. zu Rissen in der Wand führen können. Ein Vorteil dieses Systems ist, dass es viel freien Platz ohne die Anordnung von Wänden ermöglicht.

– diagonale Abstützung (b)

ist ein einfacher Weg durch normalkraftbeanspruchte Bauteile, Lasten an die Auflager abzuleiten. Die aussteifenden, diagonal liegenden Bauteile können sowohl auf Druck als auch auf Zug beansprucht werden. Druckbeanspruchungen führen wegen der Gefahr des Ausknickens zu großen Querschnitten.

– Ausgekreuzte Aussteifungssysteme (c)

diese nutzen jeweils nur die auf Zugbeanspruchten Bauteile, während auf Druck beanspruchte Diagonalen ausknicken. Die Diagonalen weisen dadurch oft eine geringe Querschnittsfläche auf. Dieses System wird in vielen Gebäuden verwendet. Oftmals werden die Diagonalen auch vorgespannt. Das reduziert die Verformungen des Aussteifungsverbandes und beseitigt das Problem mit „durchhängenden“ Diagonalen.



– Ausfachung mit Fachwerkstäben (d)

Diese Möglichkeit kann wegen der Verminderung der Knicklängen eine Reduktion im Materialverbrauch mit sich bringen.

– Wandscheiben (e)

ist zumeist eine aus Holzwerkstoffen basierende Scheibe oder Gipsplatte, die mit mechanischen Verbindungsmitteln mit dem Holzfachwerk verbunden ist. Schubkräfte werden durch Nagel- und Schraubverbindungen an den Scheibenrändern eingeleitet. Diese sind üblicherweise an den Auflagern mit Bolzen und / oder speziellen Ankern fixiert, um Kippen und Rutschen der Wandtafeln zu vermeiden.

Viele Gebäude sind mit Wandscheiben ausgesteift, weil jeweils für die vertikale Lastabtragung erforderlichen Bauteile ohnehin als Teil der Tragstruktur benötigt werden. Die einzigen entstehenden Zusatzkosten werden in diesen Fällen durch die Verbindungen verursacht. Im Zuge der Planung ist ein höherer Aufwand für die Detaillierung zu berücksichtigen. Ein weiterer Vorteil dieses Systems ist, dass es normalerweise zu geringen Verformungen des Tragwerkes bzw. des Gebäudes führt weil die Steifigkeit dieser Aussteifungsvariante sehr hoch ist.

– Rahmen (f)

Diese Möglichkeit bietet große wandfreie Räume. In der praktischen Anwendung ist es empfehlenswert, die horizontalen Verformungen zu kontrollieren, ob diese tragbar sind, um Rissen innerhalb der Wände vorzubeugen.

– Fachwerkrahmen (g)

hat dieselben Vorteile wie die Rahmensysteme. Diese Variante weist eine Reduktion des Materialverbrauchs auf, benötigt aber oft mehr Arbeit in der Produktion der Rahmen.

– K-Fachwerke (h)

reduziert die Kräfte auf die innen liegenden Bauteile und der Knicklänge der druckbeanspruchten Bauteile.

In den Literaturquellen, wie z.B. dem „Timber Construction Manual“ [1] sind nähere Informationen zu weiteren Aussteifungsvarianten angeführt.

2.2 Typische Elemente in der Decke und am Dach

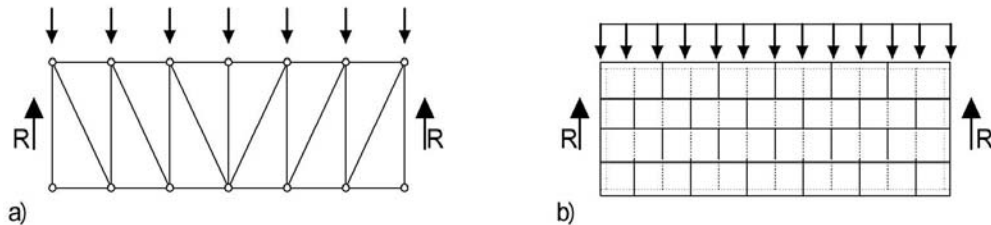


Abb. 14.2 Skizzen typischer Aussteifungssysteme für Decken- und Dachkonstruktionen

Abb. 14.2 zeigt typische einfach gelagerte Elemente für Decke und Dach: a) Ausfachung b) Dach- bzw. Deckenscheibe.

– Ausfachung

In Decken- und Dachkonstruktionen wird oft einen Teil der bestehenden Struktur zur Aussteifung herangezogen. Die Hauptträger können dabei als Ober- bzw. Untergurt des aussteifenden Fachwerkes verwendet werden. Die Diagonalen werden dabei oftmals ausgekreuzt eingebaut.

– Dach- und Deckenscheiben

Diese nutzen oft Bauteile, die bereits ein bestehender Teil der Konstruktion sind. Die Scheiben bestehen zumeist aus Holzwerkstoffen, die durch mechanische Verbindungsmittel mit der Grundkonstruktion verbunden sind.

3 Aussteifungssysteme für einstöckige Gebäude - Beispiele

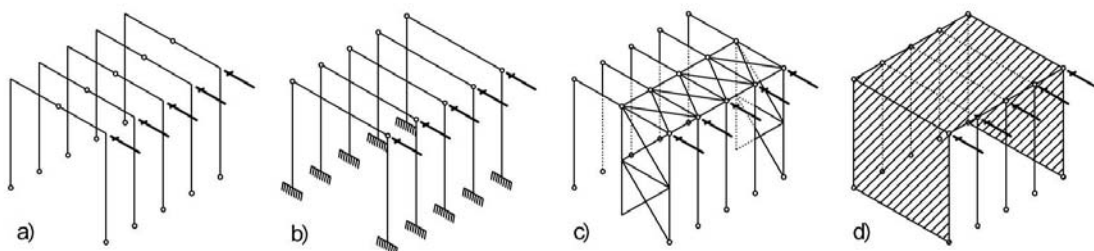


Abb. 14.3 Aussteifung für in Querrichtung wirkende Lasten

Abb. 14.3 zeigt typische Systeme für querlaufende Lasten: a) Rahmen, b) eingespannte Stützen mit aufliegenden Trägern, c) Fachwerk, d) Wand- und Dachscheiben.

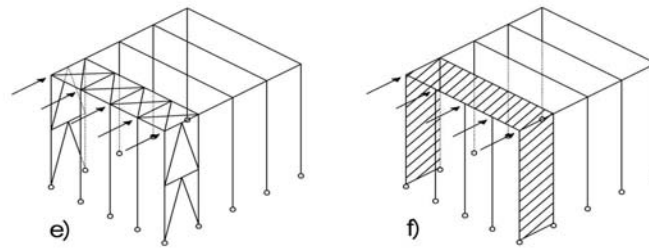


Abb. 14.4 Aussteifung für in Längsrichtung wirkende Lasten

Fig. 14.4 zeigt typische Aussteifungssysteme für in Längsrichtung wirkende Lasten: e) Fachwerk, f) Wand- und Dachscheiben.

In manchen Fällen werden die Aussteifungssysteme auch kombiniert eingesetzt, z.B. für Dachbinder mit Wandscheiben.

4 Aussteifungssysteme - Beispiele

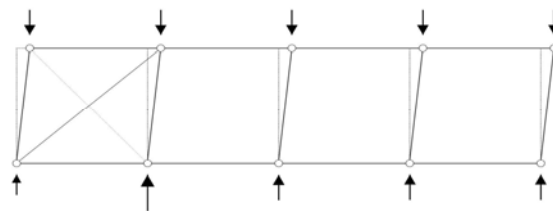


Abb. 14.5 Auflagerreaktionen durch geneigte Stützen

Der Wandverband in der obigen Abbildung stützt die aus der Senkrechten liegenden Stützen ab (Abb. 14.5). In Kombination mit dem Dachverband können alle Stützen des schematisch dargestellten Gebäudes an das ausgesteifte Feld angeschlossen und deren Kräfte abgetragen werden. In einigen Ländern, z.B. Dänemark sind die Kräfte von nicht senkrecht eingebauten Bauteilen als Teil der horizontalen Massenwirkung in der weiteren Berechnung zu berücksichtigen.

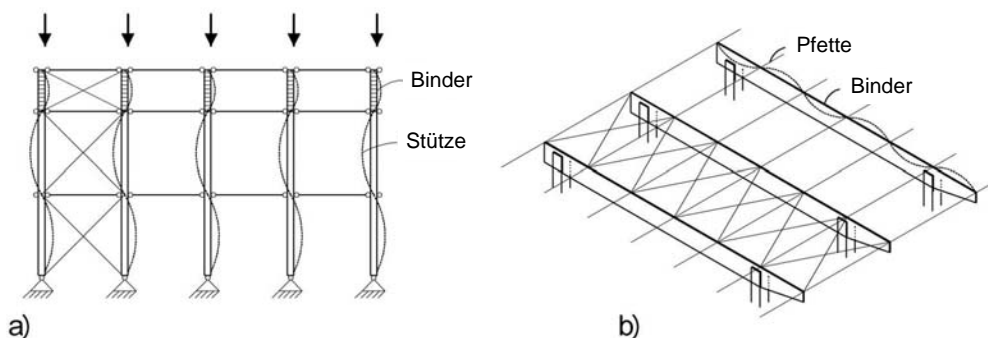


Abb. 14.6 Aussteifung der Stützen und Träger bzw. Binder

Stabilisierungsverbände bzw. -systeme werden zur Stabilisierung von druckbeanspruchten Bauteilen und, wie auch Aussteifungsverbände, zur Reduktion der Knick- bzw. Kipplänge der der jeweiligen Bauteile verwendet. Das Aussteifungssystem in Fig. 14.6a reduziert z.B. die Knicklänge der Stütze auf die halbe Länge. Die Aussteifung oben gibt den Träger- bzw. Binderenden einen ausreichenden Torsionswiderstand und sichert den Knotenpunkt zwischen Träger- und Stütze in der Lage.

Das Aussteifungssystem in Abb. 6b vermindert die Kipplänge des Binders auf Kippen, weil die Pfetten die unter Druckbeanspruchung stehende Oberkante der Träger fixieren.

In anderen Konstruktionen, wie bei Fachwerken, Balken und Rahmen sind die Bauteile des Aussteifungssystems oft einfach an der Oberkante des Daches, in der Geschoßebene oder der Fassade befestigt und positioniert.

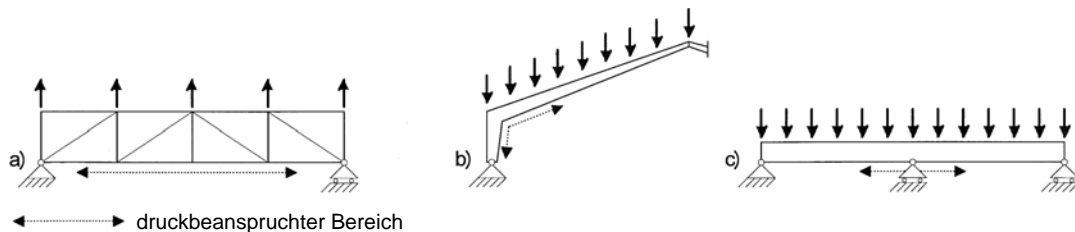


Abb. 14.7 Druckbeanspruchte Bereiche in einem: a) Fachwerk, b) Rahmen, c) Durchlaufträger

Manchmal ist es auch wichtig die gedrückten, untenliegenden Teile eines Querschnittes zu fixieren, damit es nicht zu Stabilitätsproblemen an diesen Teilen kommen kann. Abb. 14.7 zeigt Beispiele für: a) Fachwerke mit Windsog am Dach, b) Druckbeanspruchten Teilen auf der Innenseite des Rahmenecks und c) einen Durchlaufträger nahe dem Mittelaufleger.

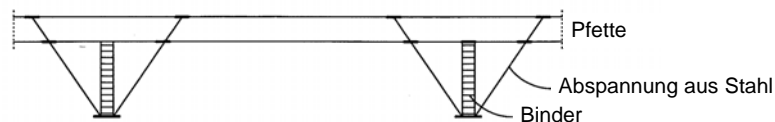


Abb. 14.8 Mit Stahlabspannungen ausgeführte Verbindung zwischen Träger und Pfette

Anstelle eines unabhängigen Systems, das an der Unterseite eingebaut, ist es oft möglich eine Verbindung zwischen dem Hauptquerschnitt und der sekundären Bauteilen herzustellen. Abb. 14.8 zeigt ein Beispiel für diese Möglichkeit in Form einer Abspannung mit Stahlseilen an der Unterseite des Binders.

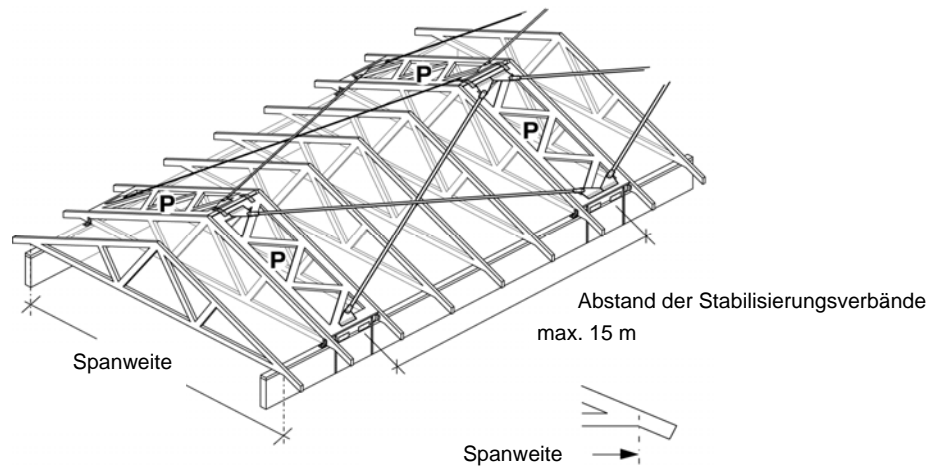


Abb. 14.9 Aussteifung der Binder (System Simpson Strong-Tie).

Abb. 14.9 zeigt ein Stabilisierungssystem bei dem der Obergurt des fachwerkartigen Bindersystems mit einer Spannweite alle 15 m abgestützt wird. Der parallele Binder (P) aus Holz und die diagonalen Aussteifungen aus Stahl bilden dabei in Verbindung mit den Pfetten oder Latten (nicht gezeigt) einen Stabilisierungsverband. Die Vorteile dieses speziellen Systems sind: 1) die Längsstabilität jedes Binders ist gewährleistet, 2) Windbelastungen können über den Giebel abgetragen werden und 3) die Knicklänge des Obergurts wird reduzieren.

5 Aussteifungssysteme für mehrgeschossige Gebäude und kombinierte Systeme - Beispiele

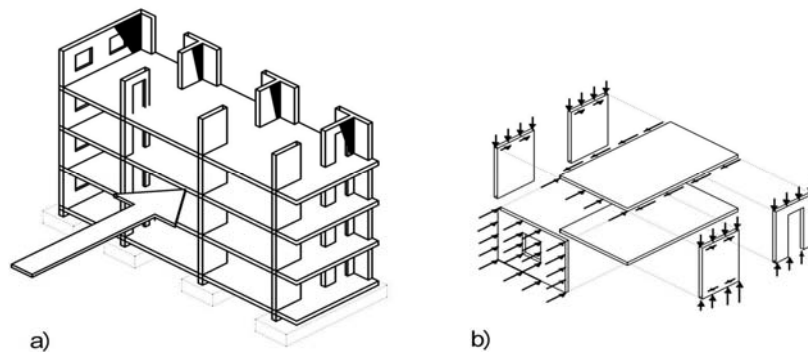


Abb. 14.10 Gebäude mit Wand- und Deckenscheiben

Das Gebäude in Abb. 10 a ist durch Wand- und Deckenscheiben ausgesteift. Abb. 10b zeigt freigeschnittene Teile einiger Wand- und Deckenscheiben mit den auftretenden Belastungen. Diese sind in der Berechnung der Wände und Decken zu berücksichtigen.

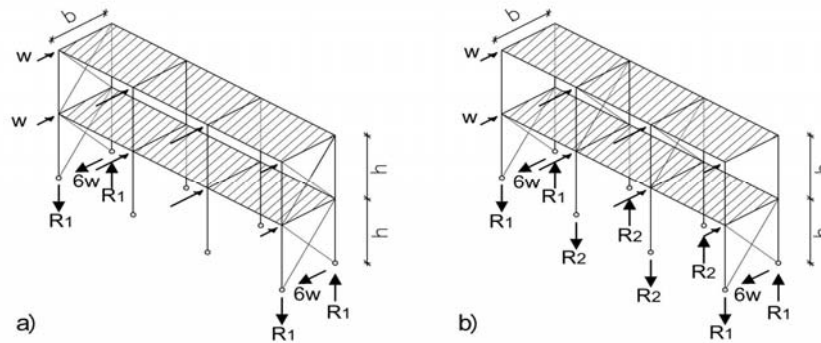


Abb. 14.11 Gebäude mit vertikalen Bindern und Deckenscheiben (transversale Belastung)

Sowohl die Wand- und Deckenscheiben können dabei ideell gegen „Fachwerke“ ausgetauscht werden (in Abb. 11a z.B. durch vertikale Fachwerke). Abb.11 b) zeigt eine andere Möglichkeit, wo die Fachwerke in verschiedenen Ebenen versetzt angeordnet werden. Diese Konfiguration reduziert die Kräfte auf die Fundamente von $R_1 = 9w h/b$ auf $R_1 = 6w h/b$ und $R_2 = 3w h/b$, aber erhöht aber gleichzeitig die Beanspruchung in der Deckenscheibe.

6 Aussteifungsdetails - Beispiele

6.1 Aussteifung in drei Dimensionen

Der planende Ingenieur entwirft oft zuerst das Haupttragssystem, oftmals als ebenes Tragwerke und erst danach das Aussteifungs- bzw. Stabilisierungssystem. Dabei ist zu beachten, dass in der Realität ein Gebäude bzw. dessen Tragwerk im Allgemeinen dreidimensional beansprucht wird. In einigen Tragsystemen treten durch diese 3D-Tragwirkung bzw. die Aussteifungsverbände nur geringe zusätzlich Kräfte auf, wobei zu beachten bleibt, dass diese durch die Lastkombinationen auch größere Kräfte ergeben können. In anderen Fällen sind diese Kräfte in der Bemessung des Haupttragwerkes zu berücksichtigen.

Betrachtet man das System mit dem Rahmen und dem fachwerkartigen Aussteifungsverband aus Abb. 14.4a nehmen durch die Aussteifungsfunktion die Bemessungsschnittgrößen in den Rahmenstielen zu, weil gleichzeitig die Gurte des Aussteifungsverbandes bilden.

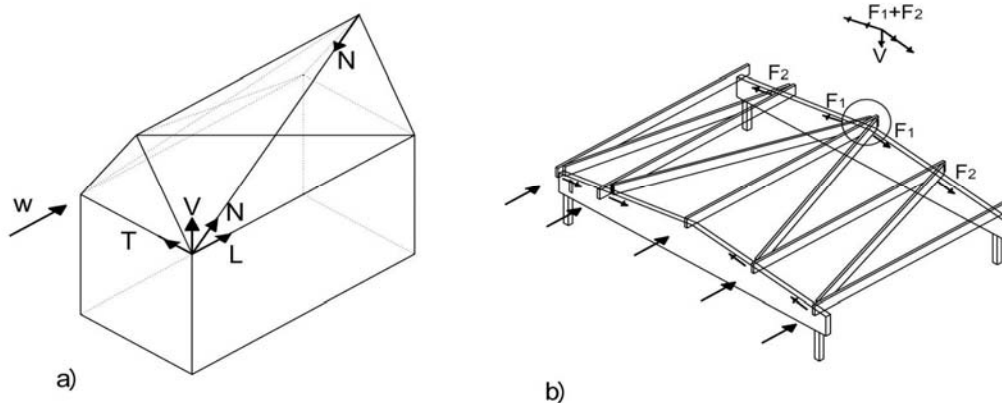


Abb. 14.12 a) Kräfte in der Dachaussteifung b) Auftreten von vertikalen Kräfte im Tragsystem, die durch horizontale Einwirkungen verursacht wurden

Die räumlich wirkende Kraft (N) der Diagonale in der Dachaussteifung von Abb.14.12a kann aufgeteilt werden in eine vertikal wirkende Kraft (V) und zwei horizontale Kräfte (T) und (L).

Die vertikale Kraft (V) ist in der Gebäudekonstruktion, oder falls erforderlich, in der Gründung verankert werden. Die Längskraft (L) ist durch die vertikale Aussteifung zum Fundament zu leiten. Die quer zur Längsachse des Gebäudes wirkende Kraft (T) wird üblicherweise durch eine entgegengesetzt gerichtete Kraft kompensiert werden, wobei die Kraftdurchleitung durch die Haupttragstruktur in der Bemessung zu berücksichtigen bzw. aufzunehmen ist.

Aussteifungen in Dächern mit größeren Dachneigungen führen zu schräg gerichteten Kräften in der Haupttragstruktur (Abb. 14.12b). Die Resultierende der Kräfte ($F_1 + F_2$) führt dabei zu einer vertikalen Kraft. Die Haupttragstruktur ist für diese Kräfte zu bemessen. Dies entspricht der am First entstehenden, vertikalen Kraft in Abb. 12a.

6.2 Verbindungen

Im Zuge der Konstruktion des Aussteifungssystems ist eine detaillierte Ausbildung und Berechnung der Verbindungen vorzunehmen. Es treten dabei sehr oft viele Anschlüsse bei beengten Platzverhältnissen aus die alle sorgfältig zu betrachten und zu berechnen sind.

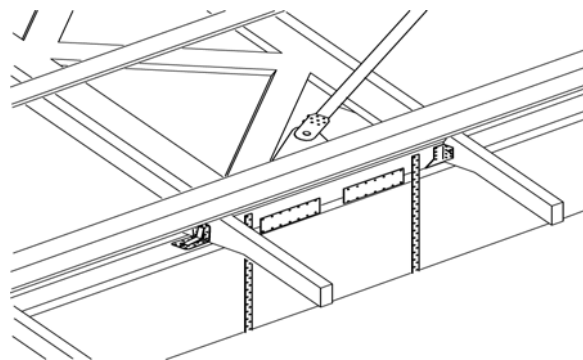


Abb. 14.13 Anbindung einer Dachaussteifung an eine Wand (System: Simpson strong-tie)

Die Verbindung aus Abb. 14.13 ist dem System aus Abb. 14.9 entnommen. Die Diagonalkraft (N) (siehe Abb. 14.12a) kann, wie erläutert zerlegt werden. In weiterer Folge sind die Kräfte auf ihrem Weg zur Abtragung ins Fundament durch viele Anschlüsse zu führen.

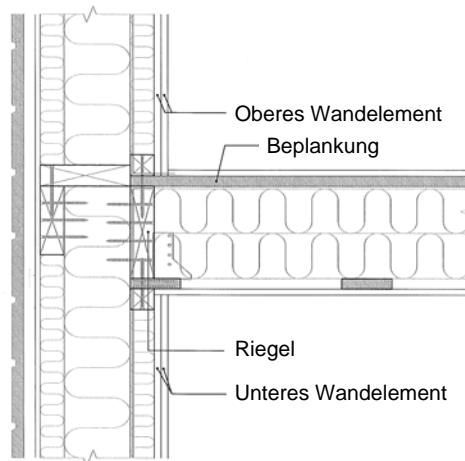


Abb. 14.14 Verbindung – Decke zur Fassade

Im Zuge der der Kraftabtragung des Details in Abb. 14.14 sind mehrere Detailbereiche zu betrachten. Insbesondere sind die horizontal wirkenden Kräfte des oberen Wandelementes (Außenwand) und der Deckenscheibe (Deckenbalken) auf das untere Wandelement (Außenwand) zu übertragen.

Im dargestellten Verbindungsdetail wird dies durch Kraftübertragung über mehrere (Teil-) Verbindungen erreicht: 1) über die Kraftübertragung des oberen Wandelementes auf den oberen Abschlussbauteil des unteren Wandelementes, 2) durch die Kraftübertragung der Schwelle des oberen Wandelementes auf den Randabschlussbauteil der Decke, 3) über den Randabschlussbauteil Kraffteintrag in die Deckenscheibe, 4) bzw. vom Randabschlussbauteil der Decke in den oben liegenden Riegel des unteren Wandelementes, 5) Kraftübertragung vom Riegel in das untere Wandelement.

7 Literatur

- [1] Thomas Herzog et al.,
“Timber Construction Manual”,
Birkhäuser, Basel, 2004
- [2] H.J. Blass et al.,
“Timber Engineering STEP 2 – Design – Details and structural systems”,
Centrum Hout, Niederlande, 1995

Kapitel 14 wurde von Anders Søvsø HANSEN, VIA Universität und College, Schule für Technologie und Wirtschaft, Horsens / Dänemark bearbeitet.



HOLZBRÜCKEN

1 Einleitung

In den letzten zwei Jahrzehnten ist das Interesse an Holzbrücken in vielen Ländern Europas gestiegen. Dafür gibt es mehrere Gründe. Das wachsende Interesse an ökologischen Fragestellungen und der Nachhaltigkeit hat eindeutig die Straße für eine steigende Verwendung von Tragwerken aus Holz geebnet, aber auch neue und innovative Anwendungen aus Holz, wie quervorgespannte Brückendecks und eine verbesserte Verbindungstechnik haben eine wichtige Rolle gespielt. Die Tatsache, dass Stahlbeton sich nicht als immerwährender Material herausgestellt hat – viele Länder haben ernsthafte Probleme mit Betonbrücken die in den 1960ern und 1970ern errichtet wurden – ist ein zusätzlicher Faktor. Last but not least sollte der Enthusiasmus einzelner Ingenieure und Architekten auch gewürdigt werden.

Wir beginnen dieses kurze Kapitel mit einem kurzen historischen Rückblick, bevor wir auf die bekanntesten Typen und Abmessungen von Holzbrücken eingehen. Weiters betrachten wir die Haupttragssysteme für beide Bereiche, die eigentliche Tragstruktur und die Brückenfahrbahnplatte. Verbindungen und Details sind sehr wichtig für den Erfolg von Holzbrücken, vielleicht wichtiger als für andere Tragwerksarten aus Holz. Im Allgemeinen ist die dynamische Anregung nicht als ein ernsthaftes Problem für die meisten Holzbrücken zu betrachten, aber einige Aspekte benötigen eine angemessene Aufmerksamkeit. Wir wenden uns weiters einigen Fragestellungen und Eigenheiten der Montage und der Wirtschaftlichkeit von Holzbrücken zu. Die kritischste Herausforderung im Entwurf und der Ausführung von Holzbrücken ist vielleicht die Frage der Langlebigkeit, was den Schutz und die Dauerhaftigkeit als bedeutende Anliegen hervortreten lässt.

Wir runden diesen Bericht durch einige Anmerkungen zum „Nordic Timber Bridge“-Projekt, das nachweislich von unerlässlicher Bedeutung für eine Wiederbelebung der Errichtung von Holzbrücken in Nordeuropa sorgte, ab.

2 Kurzer geschichtlicher Rückblick

Vor dem Aufkommen des ersten Gusseisens (die Eisenbrücke nahe Coalbrookdale am Fluss Severn, wurde 1781 eröffnet), dann des Stahls (eine der ersten bedeutendsten Stahlbrücken, die König-Albert-Brücke über die Elbe, wurde 1893 eröffnet) und schlussendlich des Stahlbetons, waren Stein und Holz die einzigen verfügbaren Baustoffe für die Errichtung von Brücken. Während wir viele ausgezeichnete Beispiele sehr alter Steinbrücken haben, ist dies, aus offensichtlichen Gründen, für Holzbrücken nicht der Fall. Obwohl einige überbedachte Holzbrücken über eine nennenswert lange Zeit bestanden haben, das bekannteste Beispiel ist die Kapellbrücke in Luzern, die in der Zeit zwischen



1300 und 1333 errichtet wurde und noch immer benutzt wird (nach dem Feuer 1993 wiedererrichtet), sind die meisten Holzbrücken der Vergangenheit verschwunden.

Die Caesar-Brücke über den Rhein (um 50 v. Chr. errichtet) ist als eine der ersten bedeutenden Holzbrücken in Europa erwähnt. Andrea Palladio (1508-80), ein italienischer Architekt, wird oft mit dem Holzbrückenbau der Vergangenheit in Verbindung gebracht, sowohl für die Einführung der Bemessung von Fachwerkbrücken aus Holz, als auch für einige bekannte Brücken, wie die Ponte degli Alpini (1567) in Bassano, die noch immer in ihrer ursprünglichen Form benutzbar ist. Eine weitere „Rheinbrücke“, in Schaffhausen in der Schweiz, die von Ulrich und Grubenmann in den Jahren 1755-58 errichtet wurde, wurde mit einer Spannweite von 119 m entworfen, aber die Stadtregierung verlangte eine zusätzliche Stütze in Brückenmitte, wodurch die Spannweite halbiert wurde. Der „Colossus“, ein bogenähnliches Holzfachwerk mit einer Spannweite von 104 m, wurde 1812 von Louis Wernwag errichtet und wird als architektonisches und ingenieurmäßiges Meisterwerk beschrieben.

In den USA entstanden in den späten Jahren des 19. Jhdts., infolge der Eisenbahnerweiterungen viele große Holzbrücken. Eine dieser Brücken ist die „Cascade-Bridge“, die von Thomson Brown 1845 errichtet wurde. Sie wurde als Fachwerk-Bogen-Fachwerk Brücke mit einer Spannweite von 90 m errichtet und von Schweizer Ingenieuren, die diese besuchten, als eine der eindrucksvollsten Holzbrücken der USA beschrieben.

Aufgrund des vorhandenen Stahls und des Stahlbetons verschwanden die Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Holz im 20. Jhd. mehr oder weniger aus dem Bewusstsein der Öffentlichkeit, mit der Ausnahme von Brücken mit kurzen Spannweiten. In der letzteren (kurze Spannweiten) Kategorie, bestehen nach wie vor eine große Anzahl an Holzbrücken in Nordamerika und Australien, die meisten von ihnen sind jedoch ziemlich bedeutungslos und schwer von den Reisenden als Holzbrücken zu erkennen. Die meisten, als Holzbrücken betrachteten Tragwerke, die im 20. Jhd. errichtet wurden, sind Fußgängerbrücken. Um 1990 herum tritt eine Veränderung ein und es ist eine allmähliche Zunahme der Anzahl von Straßenbrücken, die aus Holz hergestellt sind, zu erkennen.

3 Typen und Abmessungen

Brücken werden naturgemäß in zwei Hauptgruppen unterteilt: Fußgängerbrücken und Straßenbrücken (für Verkehrslasten). Wir konzentrieren uns in weiterer Folge auf die zuletzt genannten, beginnen diesen Abschnitt jedoch mit einem kurzen Überblick aber mit den Fußgängerbrücken aus Holz.

3.1 Fußgängerbrücken

Das Wort Fußgängerbrücke beinhaltet auch Brücken für den kombinierten Fußgänger- und Fahrradverkehr. Diese Brücken existieren in allen Formen und Größen. Die meisten von ihnen sind einfache Balkenbrücken, entweder aus massivem Brettschichtholz oder als Fachwerkträger, mit typischen Spannweiten zwischen 15 und 30 m. Es liegen eine große Zahl innovativer und spektakulärer Entwürfe und Konstruktion vor, wie z.B. die 192 m lange Brücke in Essingen / Deutschland mit einer maximalen Stützweite von 73 m über den Rhein-Main-Donau-Kanal, die 1992 errichtet wurde und in Abb. 15.1 dargestellt ist.



Abb. 15.1 Fußgängerbrücke über den Rhein-Main-Donau-Kanal in Essingen, Deutschland
(Photo: J. Sivertsen)

Eine weitere interessante Fußgängerbrücke ist die so genannte Leonardo-Brücke. Inspiriert von Leonardo da Vinci's Skizze einer Steinbrücke über das „Goldene Horn“ (von Istanbul nach Pera) erregte beim Norwegische Künstler Vebjørn Sand ein ausreichendes Interesse (und Geld), um im Jahre 2001 eine ziemlich spektakuläre Brettschichtholzbrücke über eine Hauptstraße (E-18) in Ås, im Süden von Oslo zu errichten. Die in Abb. 15.2 gezeigte Brücke ist 120 m lang, mit einer Hauptspannweite von rund 40 m. Es ist anzumerken, dass diese Brücke eine der hässlichsten Fußgängerbrücken des Landes ersetzte.



Abb. 15.2 Leonardo-Fußgängerbrücke in Ås, im Süden von Oslo, Norwegen
(Photo: Moelven Limtre AS)

Abb. 15.3 zeigt eine weitere, kürzlich (2001) in Norwegen errichtete, Fußgängerbrücke in Lardal, diese mit Teeröl imprägnierte Brücke aus Brettschichtholz ist im mittleren Feld mit Stahlkabeln verstärkt. Diese Brücke weist eine Stützweite von 92 m und eine Gesamtlänge von rund 130 m auf. Bei dieser Brücke traten einige dynamische Probleme auf, auf die wir in einem späteren Abschnitt noch sprechen kommen werden.



Abb. 15.3 Fußgängerbrücke in Lardal, Norwegen (Photo: A. Rönquist)

3.2 Straßenbrücken

Eine überwältigende Mehrheit der Holzbrücken für den gewöhnlichen Straßenverkehr sind Platten- und Trägertypen mit kurzen Spannweiten (5 bis 20 m), oft sind sie Holz-Beton-Verbund Tragwerke ausgebildet. Vor 20 bis 25 Jahren wurde Holz auch für Brücken mit langen Spannweiten interessant. In Europa und in Nordamerika gibt es eine Anzahl an Holzbrücken mit mittleren Spannweiten, auch auf Hauptverbindungsstraßen. Abb. 15.4, 15.5 und 15.6 zeigen einige typische Beispiele moderner Holzstraßenbrücken.

Abb. 15.4 zeigt die „Wennerbrücke“ über den Fuß Mur bei Murau (Österreich). 1993 errichtet, ist sie wahrscheinlich die längste Holzbrücke Europas, die einer Hauptverbindungsstraße dient. Die primäre Tragwerksstruktur wird aus vier parallelen, parabolisch geformten Dreigelenkbögen mit einer Spannweite von 45 m gebildet. Die Brettschichtholzbögen, in Kombination mit geraden Brettschichtholzstützen, tragen vier massive Brettschichtholzträger, die eine überhöht ausgeführte und vorgespannte Stahlbetondecke tragen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 85 m. Das gesamte Brettschichtholz (300 m³) ist aus unbehandeltem Lärchenholz hergestellt, das später oberflächenbehandelt wurde. Eine wichtige Eigenschaft dieser Brücke ist der „Überdachungseffekt“ des Brückendecks.



Abb. 15.4 „Wennerbrücke“ über die Mur bei Murau, Österreich
(Photo: Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz)

In Abb. 15.5 ist die Vihantasalmi-Brücke in Mäntyharju (Finnland; 180 km nördlich von Helsinki) dargestellt. Das Haupttragsystem besteht aus drei Hängewerken aus Brettschichtholz, jedes mit einer Stützweite von 42 m. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 182 m und wurde 1999 fertiggestellt. Das Brückendeck besteht aus einer Beton-Stahl-Brettschichtholz-Verbundkonstruktion, in der die Brettschichtholzträger das Längsträgersystem bilden. Stahlfachwerke sind für die seitliche Stabilität verantwortlich und der (Stahl-)Beton bildet das Deck bzw. die Belagsschicht. Das Holz ist mit Teeröl imprägniert.



Abb. 15.5 Vihantasalmi-Brücke in Mäntyharju in Finnland (Photo: K.Bell)

Die Tynset-Brücke, die in Abb. 15.6 abgebildet ist, wird durch drei mal zwei Bögen gebildet. Der größte Bogen, ein Zweigelenkbogen besteht aus einem Brettschichtholzfachwerk und weist eine Stützweite von 70 m auf, wobei die beiden kleineren Bögen, jeder mit einer Spannweite von rund 26,5 m, als Dreigelenksbögen aus massiven Brettschichtholz ausgebildet sind. Alle Brettschichtholzbauteile sind mit Teeröl imprägniert und mit Kupferblech geschützt. Die Bögen stützen Querträger aus Stahl, auf welchen das 223 mm dicke, mit Teeröl imprägnierte Fahrbahndeck aufliegt. Die Gesamtlänge der 2001 errichteten Brücke beträgt 124 m.



Abb. 15.6 Tynset-Brücke, Norwegen (Photo: K.Bell)

4 Tragsysteme

Die Beispiele, die im vorangegangenen Abschnitt gezeigt wurden, sind typisch für die Konstruktionen des modernen Holzbrückenbaus und zeigen die Spanne der mit heutigen Technologien ermöglichten Spannweiten auf. Unter Beachtung einiger Anforderungen ist es sehr wahrscheinlich möglich Brücken aus Holz mit Spannweiten von über 100 m zu realisieren, wobei diese derzeit im Bereich von 5 bis 75 m liegen.

4.1 Bögen

Die Tatsache, dass die Hälfte der oben gezeigten Holzbrücken Bogenbrücken sind, ist kein Zufall. Die Mehrheit der modernen Holzstraßenbrücken besteht aus Bögen in verschiedenen Ausformungen. Für gleichmäßig verteilte Lasten trägt der Bogen die Lasten beinahe ausschließlich durch Längsdruckkräfte ab und hat daher eine sehr ökonomische Form.

4.1.1 Geometrie, Material und Aufbau

Prinzipiell kann zwischen drei verschiedenen Bogenformen unterschieden werden, wie auch aus Abb. 15.7 ersichtlich wird. Der Bogen hat normalerweise die Form einer Parabel (Wennerbrücke) oder eines Kreises (Tynset). Das Verhältnis zwischen Spannweite (L) und Bauteil- oder Stichhöhe (h), als L/h -Verhältnis definiert, liegt im Bereich zwischen 4 und 8. Der Baustoff ist, in praktischen allen Fällen, Brettschichtholz und der Querschnitt ist normalerweise ein massives Rechteck für geringe Spannweiten bis zu 50 m, wobei für große Spannweiten üblicherweise Fachwerksbögen eingesetzt werden. Sowohl die Produktion, als auch der Transport begrenzen die Größe der gekrümmten Brettschichtholzbauteile mit massiven Querschnitten, sodass als Folge die meisten größeren Holzbögen, wie in Abb. 15.17b, als Dreigelenkbögen ausgebildet werden. Dies führt zu einem statisch bestimmten System mit Vorteilen im Fall von Holzfeuchte- und Temperaturänderungen sowie Setzung der Auflager verbunden sein kann.

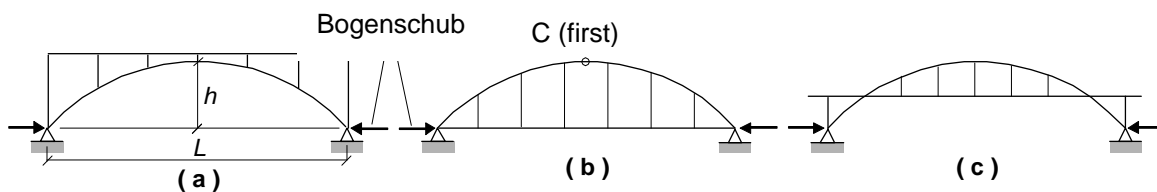


Abb. 15.7 Verschiedene Bauarten für Bogenbrücken aus Holz

In Abb. 15.7a ist der Bogen unterhalb der Fahrbahn angeordnet, wie bei der Wennerbrücke und das Brückendeck wird über druckbeanspruchte (Holz-) Bauteile auf den Bogen aufgelagert. In Abb. 15.7b ist der Bogen oberhalb der Fahrbahnplatte platziert, die vom Bogen über zugbeanspruchte (Stahl-) Bauteile abgehängt wird. Im letzten Fall, Abb. 15.7c, ist eine Zwischenlösung dargestellt. In allen Fällen werden die vertikale Belastung, das Eigengewicht und die Verkehrslast durch, im Allgemeinen vertikale Bauteile, auf den Bogen übertragen, der die Lasten über vorwiegend Längsdruckbeanspruchung zu den Auflagern hin abträgt. Diese Druckkraft führt meist zu einer relativ großen horizontal wirkenden Kraftkomponente am Auflager, den Bogenschub. In den Fällen a) und c) muss der Bogenschub durch das Auflager selbst aufgenommen werden, was mitunter zu Problemen führen kann. Im Fall b) bestehen zwei Möglichkeiten den Bogenschub aufzunehmen:

entweder, wie in den Fällen a) und b) gezeigt durch Kräfteinleitung in die Auflager selbst oder durch einen „Kraftkurzschluss“ über Zugstangen zwischen den Auflagern.

Die Anordnung der Tragstruktur unterhalb des Fahrbahndecks, wie es in Abb. 15.7a der Fall ist, hat drei deutliche Vorteile: 1) das Fahrbahndeck schützt die Tragstruktur wie ein „Dach“, 2) es gibt keine Begrenzung der Anzahl der anordenbaren (parallelen) Bögen und 3) die erforderliche Steifigkeit des Quertragsystems kann (normalerweise) leicht erreicht werden.

In vielen Fällen eignet sich die örtliche Situation nicht für diese Lösungen und die Bögen müssen, wie in Abb. 15.7b, oberhalb der Fahrbahn angeordnet werden. Mit dieser Bauweise bzw. eventuell mit der Zwischenlösung aus Abb. 15.7c werden Brücken mit zwei Fahrstreifen üblicherweise mit zwei Bögen errichtet, einem auf jeder Seite der Brücke.

4.1.2 Probleme und Herausforderungen

Wenn die Bögen oberhalb der Fahrbahnplatte angeordnet sind kann die seitliche Stabilisierung der Bögen ein Problem darstellen. Bei ausreichender Höhe ist die Anordnung eines „Windverband“ zwischen den Bögen, bei dem diese den Gurt des Verbandes bilden, eine offensichtliche Möglichkeit (wie beim Hauptbogen der Tynset-Brücke aus Abb. 15.6 ersichtlich wird). Dabei werden jedoch immer ziemlich lange, nicht ausgesteifte Teile in den unteren Bereichen des Bogens übrigbleiben, was nach zusätzlich erforderlichen Maßnahmen ruft.

Für kürzere Spannweiten erlaubt die Bauteilhöhe im Allgemeinen keine Anordnung eines Windverbandes und Alternativen müssen gefunden werden. Im Falle der beiden kleineren Bögen der Tynset-Brücke (Abb. 15.6), bei denen die Hauptabmessungen $L = 26,5$ m und $h = 5,8$ m betragen, besteht kein Platz für einen Windverband. Stattdessen sind die beiden mittleren Hänger als Stahlquerschnitte mit einer hohen Biegesteifigkeit in Querrichtung der Brücke hergestellt und diese Hänger sind steif mit den Stahlquerträgern verbunden: Diese formen zwei U-förmige Rahmen, welche die beiden Bögen in Querrichtung stabilisieren.

Bei Brücken mit vertikalen Hängern (oder Stützen im Fall von Bögen oberhalb der Fahrbahnplatte) wird auf Grund der konzentriert einzuleitenden, hohen Achslast eines wirklichen oder auch nur zu Berechnungszwecken definierten Schwerlastfahrzeuges, wie es alle Belastungsnormen im Brückenbau vorsehen, zusätzlich zu den Druckkräften in den Bögen auch ein signifikantes Biegemoment und Querkräfte im Bogen verursacht. Die beiden Verläufe der Biegemomente in Abb. 15.8, die aus einer Machbarkeitsanalyse für eine Zweigelenksbogenbrücke mit einer Spannweite von 80 m entnommen sind, zeigen diesen Umstand sehr deutlich. Abb. 15.8a zeigt dem Momentenverlauf für die Standardbauweise mit vertikalen Hängern, wobei Abb. 15.8b eine alternative Bauweise mit geneigten Hängern, dem sogenannten „Gitterbogen“, darstellt.

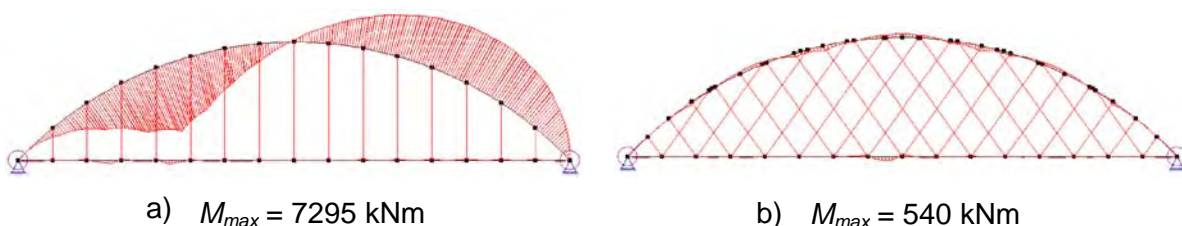


Abb. 15.8 Biegemomentenverläufe für zwei unterschiedliche Seilanordnungen bei annähernd gleiche Verkehrslast

Beide Momentverläufe sind im selben Maßstab dargestellt und die Verkehrslast ist annähernd gleich, aber so angeordnet, dass sie in beiden Fällen die höchsten Momente im Bogen verursacht. Der Längsdruck im Bogen, der entlang der Brücke nicht sehr variiert, ist für beide Fälle sehr ähnlich, obwohl er für den Gitterbogen etwas geringer ausfällt. Man sieht, dass der Gitterbogen die Belastung günstiger von der Fahrbahnplatte in den Bogen einleitet, vor allem wenn die Verkehrsbelastung in Richtung eines Auflagers angeordnet ist. Es bleibt zu erwähnen, dass Gitterbögen aber auch ihre Probleme in der Bemessung und Konstruktion aufweisen.

Hohe Biegemomente und Querkräfte, verursacht durch große konzentriert eingeleitete Kräfte, die in Bogentragwerken für Brücken durch konzentrierte Verkehrslasten über die vertikalen Hänger eingeleitet werden, verursachen einige Probleme in der Bemessung und Nachweisführung. Ein spezielles Problem, das mit dem Auftreten von Zug rechtwinklig zur Faserrichtung verbunden ist, sollte in jedem Fall beachtet werden. In Abb. 15.9 ist der Verlauf des Biegemomentes und der Querkraft aus einer 2D-Berechnung unter Berücksichtigung einer konzentrierten Verkehrslast für einen der kleineren Bögen der Tynset-Brücke (Abb. 15.6) in der Nähe des linken Auflagers dargestellt.

Das Biegemoment auf der linken Seite des Bogens verursacht Zugspannungen auf der außenliegenden Seite des Bogens. Dieser Biegezug bewirkt, durch das Moment verursachte Zugspannungen lotrecht zur Faser. An der Stelle des maximalen Moments und demzufolge des maximalen Zugs rechtwinklig zur Faserrichtung ($\sigma_{t,90,d}$) tritt aber auch eine große Schubspannung (τ_d) auf, wobei es eine Herausforderung darstellt den kombinierten Nachweis nach Eurocode 5 - EN 1995-1-1 (EC5-1), Formel (6.53) einzuhalten.

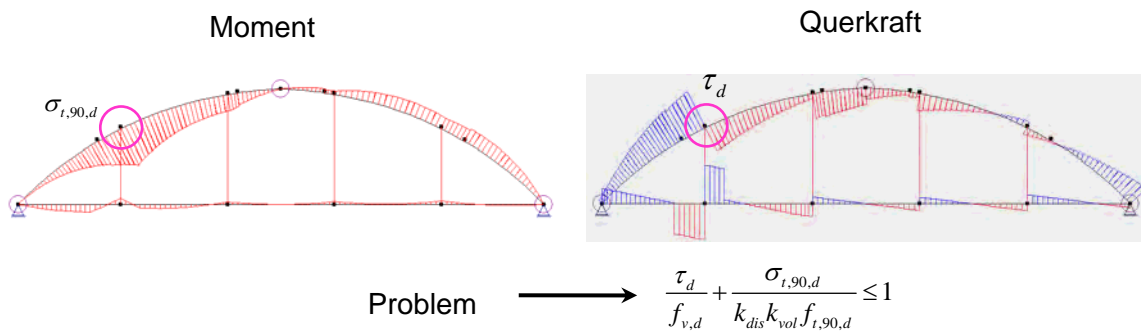


Abb. 15.9 Kombiniertes Zug rechtwinklig zur Faserrichtung mit Schubspannungen – ein Problem von Bögen mit vertikalen Hängern

4.2 Fachwerke

Eine Alternative für Straßenbrücken als Bogentragwerke für Spannweiten über 20 m sind Fachwerke in verschiedenen Formen. Wieder lassen sich drei mögliche, wesentliche Tragwerksformen angeben, wie der Abb. 15.7 entnommen werden kann: das parallele Fachwerk kann unterhalb der Fahrbahnebene situiert werden, wie in Abb. 15.10a gezeigt, wodurch mehr als zwei Fachwerksebenen vorgesehen werden können, weiters können Fachwerke auch oberhalb der Fahrbahn angeordnet werden (Abb. 15.10b), oder, was aber eher ungewöhnlich ist, die Fahrbahnplatte zwischen dem Ober- und Untergurt platziert werden.

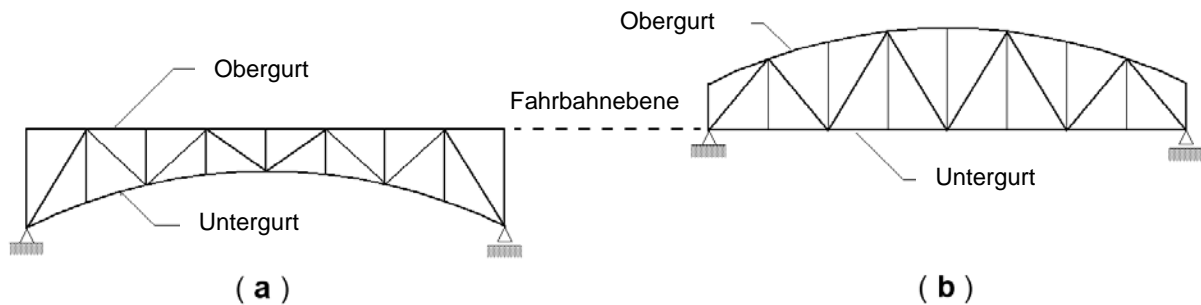


Abb. 15.10 Beispiele für die Verwendung von Fachwerkbinder für Straßenbrücken aus Holz:
a) unterhalb der Fahrbahnebene und b) oberhalb der Fahrbahnebene

Für große Spannweiten können die Gurte von Fachwerken auch gekrümmt werden: bei Fachwerken unterhalb der Fahrbahnebene (Abb. 15.10a) wird der Untergurt gekrümmt, bei solchen oberhalb der Fahrbahnebene der Obergurt (Abb. 15.10b). Das Fachwerk hat gegenüber dem Bogen den Vorteil, dass kein Horizontalschub im Auflager auftritt. Es weist weiters nur eine geringere Einschränkung in Bezug auf die Produktion und den Transport auf, da die Gurte aus Einzelteilen zusammensetzbar sind, die an den Knotenpunkten zusammengefügt werden können. Die Ausführung der Verbindungen stellt oftmals eine Herausforderung dar und die Stabilisierung des Obergurts in Querrichtung bei, oberhalb der Fahrbahnebene liegenden Fachwerken, ist kein einfaches Problem in der Bemessung.

4.3 Andere Systeme

Für Straßenbrücken mit einer Spannweite zwischen 20 und 25 m dominieren in der Verwendung Bögen und Fachwerke. Für sehr kurze Spannweiten im Bereich von 15 – 20m werden Holzplatten verschiedener Ausführung für beide, das lastabtragende System und das Brückendeck verwendet. Auch Trägersysteme werden für die Hauptstrukturelemente bei kurzen Spannweiten verwendet, oft in Verbindung (und wechselwirkend) mit Platten bzw. Decks aus Stahlbeton.

Für Fußgängerbrücken lassen sich dieselben Tragsysteme wie für Straßenbrücken verwenden. Zusätzlich werden eine große Variation von gemischten Systemen, oft mit Stahlstangen/-drähten als zusätzlichem Tragelemente (unterspannte Systeme, Hängebrücken und Schrägseilvarianten).

5 Fahrbahndecks

Die Mehrzahl der Holzfußgängerbrücken haben Brückendecks aus Holz, die aus einfachen Bretter- oder Bohlenbelägen bis hin zu gekreuzt geschichteten Platten aus Brettern und verschiedener Typen der Brettstapelbauweise bestehen können. Für Straßenbrücken ist die Situation komplexer. Der Standardbaustoff ist der Stahlbeton. Stahl und Holz werden in vielen verschiedenen Kombinationen vom der „reinen“ Betonfahrbahnplatte bis zu „reinen“ Holzfahrbahndecks verwendet. Manchmal fragt man sich wie viel Holz in einer Brücke vorhanden sein muss um sie als Holzbrücke bezeichnen zu können. Üblicherweise entscheidet der dominierende Baustoff des Haupttragsystems. Da die Fahrbahnplatte bzw. Brückendecks in den meisten Fällen ein sekundäres Tragsystem bilden, sind diese oft nicht

von hoher Priorität. Demzufolge ist die Wennerbrücke (Abb. 15.4) definitiv eine Holzbrücke, obwohl die Fahrbahnplatte aus Beton besteht.

Aus Platzmangel wollen wir uns auf einen speziellen Typ der Fahrbahn decks, das vorzugsweise aus Holz hergestellt wird, konzentrieren: die sogenannten quervorgespannten Fahrbahn decks aus Holz. Die Idee dazu stammt ursprünglich aus Kanada, wo diese Art des Fahrbahn decks als erstes 1976 vom Ministerium für Transport und Kommunikation in Ontario für die Sanierung schadhaft gewordener, genagelter Brettstapelelemente verwendet wurde. Die Methode war erfolgreich und es wurde bald erkannt, dass sie eine Vielfalt an Möglichkeiten, auch für die Konstruktion von neuen Brücken bietet. Diese Fahrbahnplatte wurde in Kanada und den USA entwickelt, fand aber bald auch ihren Weg nach Europa und Australien.

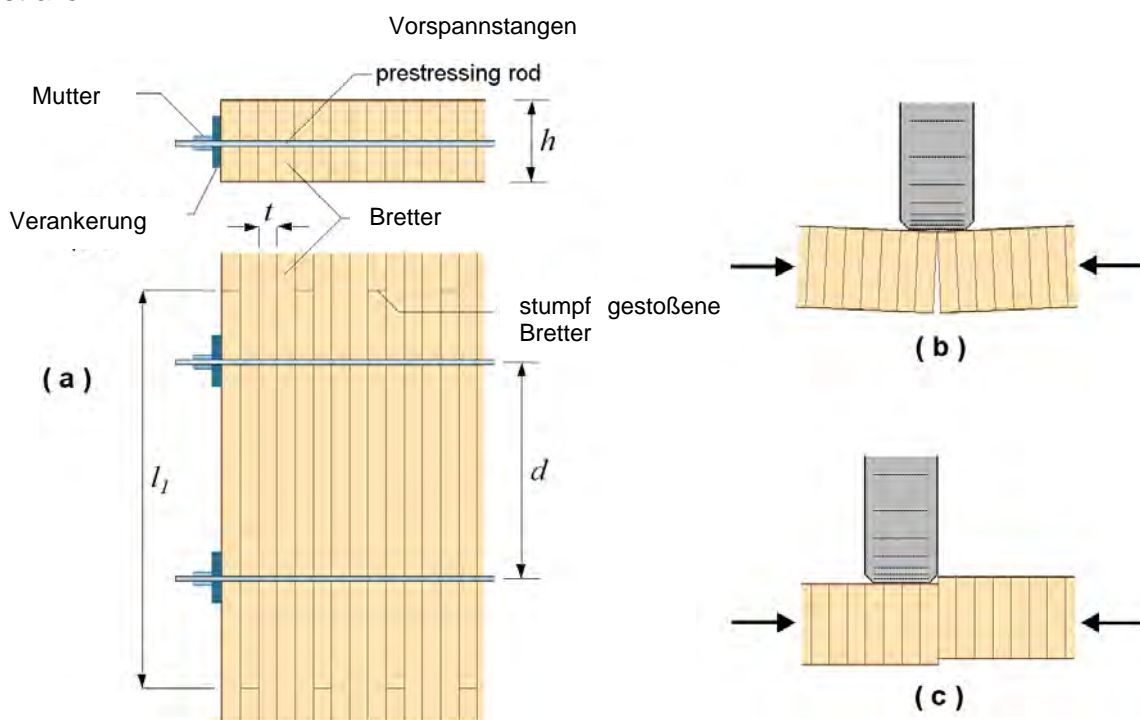


Abb. 15.11 Quervorgespannte Platten aus Holz - Begriffe und Prinzipien

Die Grundidee ist in Abb. 15.11 schematisch dargestellt. Holzlamellen (Bretter oder liegende eingebaute Brettschichtholz balken) werden, über die gesamte Fahrbahnbreite, „Mann-an-Mann“ angeordnet und durch Stahlstangen in Querrichtung, die durch vorgebohrte Löcher in regelmäßigen Abständen (d) geführt werden, vorgespannt und damit zu einer orthogonalen Platte verbunden. Abb. 15.11b zeigt, dass die Querbiegung ein Öffnen zwischen den Brettern auf der Unterseite der Fahrbahn verursachen bzw. in Abb. 15.11c eine Querbewegung zu einem vertikalen Versetzen der Bretter führen kann. Beiden Effekten muss durch eine entsprechende Wahl der Vorspannkräfte entgegengewirkt werden und die meisten Normen, so auch der Eurocode 5 - EN 1995-2 (EC5-2) fordern, dass die Langzeit-Vorspannkräfte so zu wählen und aufrechtzuerhalten sind, dass alle auftretenden gegenseitigen Verschiebung der Bretter vermieden werden.

Die einzelnen Bretter sind in ihrer Länge begrenzt und werden deshalb Hirnholz an Hirnholz, wie in Abb. 15.11a dargestellt, stumpfgestoßen. EC5-2 empfiehlt, dass eine Stumpfstoß nur in jeder vierten Lamelle innerhalb der Länge l_1 , die sich aus dem Minimum von

$$2d, 30t \text{ und } 1,2 \text{ m}$$

ergibt ausgeführt werden darf, wobei t die Dicke der Lamelle bzw. Brettes und d der Abstand zwischen den vorgespannten Stäben ist (Abb. 15.11).

In Norwegen sind fast alle, im letzten Jahrzehnt errichteten Straßenbrücken aus Holz, mit Fahrbahnen mit quervorgespannten Brückendecks ausgeführt worden. In den meisten Fällen betragen die Dicken zwischen 48 auf 223 mm und wurden Bretter der Holzart Kiefer, die vorher mit Teeröl imprägniert wurden, verwendet. Die Länge der Einzelbretter beträgt üblicherweise rund 6 m. Die Vorspannstangen sind üblicherweise Betonstähle oder (typischerweise Dywidag 15 FW) und werden im Allgemeinen in einem Abstand (d) von 600 mm angeordnet. Die Anfangsvorspannung führt zu einer Druckspannung der Bretter von rund 1 MPa. Wird nur einmal vorgespannt, geht der Großteil der Vorspannung (80 % oder sogar mehr) infolge des Kriechverhaltens und der Veränderung der Holzfeuchte im Laufe der Zeit verloren. Das übliche Vorgehen besteht daher darin die Stahlstangen zumindest ein weiteres Mal, nach 6 bis 12 Monaten, noch einmal vorzuspannen, danach halten sich die Verluste in moderaten Grenzen. Abb. 15.12 zeigt die Montage der Fahrbahnplatte auf der Evenstad-Brücke (1996), sowie ein Detail der Vorspannstangen auf einer anderen Norwegischen Holzbrücke (Måsør-Brücke, 2005). Es sollte erwähnt werden, dass die Montage solcher Fahrbahn decks eine logistische Herausforderung darstellt. Zum Beispiel wurden bei der Fahrbahnplatte von Evenstad (die ungefähr 180 m lang ist) mehr als 40, unterschiedlich vorgebohrte Brettlagen verwendet, wobei jede Lamelle vor dem Einbau sorgfältig mit einer Nummer versehen wurde.



Abb. 15.12 Verlegung der Fahrbahnplatte der Evenstad-Brücke (Photo: Moelven Limtre) und Detail der Måsør-Brücke (Photo: K. Bell)

Die maximale Höhe (h) von handelsüblich eingeschnittenem Holz in Norwegen beträgt 223 mm. Mit dieser Höhe kann eine freie Spannweite mit quervorgespannten Fahrbahn decks aus Holz für Straßenbrücken von rund 5 m erreicht werden. Für Innenfelder von durchlaufenden Fahrbahnplatten kann dieser Abstand etwas verringert, für die Endfelder ist er etwas zu vergrößern. Mit der Verwendung von liegendem Brettschichtholz ist es möglich diese Spannweiten zu erhöhen.



Es ist sehr wichtig, das Durchdringen von Oberflächenwasser durch die Asphaltdeckschicht zu verhindern, weshalb eine Abdichtungsbahn zwischen die Fahrbahnplatte aus Holz und die Asphaltschicht gelegt wird. Nachdem dieses Konzept für Tragwerke mit langer Nutzungsdauer, wie es Brücken darstellen, erst seit relativ kurzem verwendet wird, ist es wichtig verlässliche Informationen über das Langzeitverhalten zu erhalten. Die norwegische Verwaltung öffentlicher Straßen hat daher sehr umfangreiche Messeinrichtungen auf einigen, erst kürzlich in Betriebe genommenen, Holzbrücken angebracht, die sich speziell auf quervorgespannte Fahrbahnplatte konzentrieren. Die überwachten Eigenschaften sind dabei hauptsächlich die Holzfeuchte in der Brückenfahrbahn und der Verlust der Vorspannungskraft in den Vorspannstangen. Derzeit ist es noch zu früh für endgültige Aussagen, aber vorläufige Resultate scheinen anzudeuten, dass die Holzfeuchte in der Brückenfahrbahnplatte mit Abdichtungsbahnen, unabhängig von der äußeren Gleichgewichtsholzfeuchte, stabil bei rund 10 % einstellen. Der Verlust der Vorspannkraft nach dem erstmaligen Vorspannen ist deutlich, aber nach dem Nachspannen und weiteren Verlusten, scheint sich die Vorspannkraft, wie der Holzfeuchtegehalt, zu stabilisieren. Weiters variieren die Vorspannkraft deutlich mit Temperaturveränderungen.

Wie bereits erwähnt, verhält sich das quervorgespannte Fahrbahndeck aus Holz wie eine orthotrope Platte und die Norm (EC5-2) empfiehlt, dass es als solche zu berechnen ist. Vereinfachte Methoden betrachten die „Platte“ als (torsions-) steifen Trägerrost oder sogar als einen oder mehrere „ideelle“ Balken in Richtung der Längsachse. Die Norm legt die Baustoffeigenschaften, die im Zuge der Berechnung zu verwenden sind, fest und empfiehlt den Ansatz einer effektiven Breite des „ideellen“ Balkens. Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gibt die Norm an, wie die Biege- und Schubnachweise zu führen sind, wobei zusätzliche Anforderungen bzw. Festlegungen für den Kleinstwert der Langzeit-Restdruckspannung auf die Lamellen ($\sigma_{p,\min}$) und den Bemessungswert des Reibungskoeffizienten μ_d des Reibungskoeffizienten angegeben sind.

6 Verbindungen und Details

Verbindungen spielen eine wichtige Rolle bei allen Arten und jeder Größe von Tragwerken aus Holz, Holzbrücken bilden dabei keine Ausnahme. Die Wichtigkeit von Verbindungen in Holzbrücken ist sogar als noch kritischer zu betrachten seitdem Holzbrücken üblicherweise der Nutzungsklasse 3 zugeordnet werden. Insbesondere bei den großen Straßenbrücken treten hohe Beanspruchungen in den Verbindungen auf.

Aus Platz- und Erfahrungsmangels des Autors, beschränken wir das Problem auf die „norwegische Lösung“, welche die vielfach ausgeführte Verwendung von eingeschlitzten Stahlblechen in Verbindung vorsieht. Diese Verbindungsart wurde, für sehr große Holztragwerke, die durch die Moelven Limtre AS in Verbindung mit den Dachtragwerken für drei große Hallen der Olympischen Spiele in Lillehammer 1994 errichtet wurden, in Norwegen vorangetrieben. Verlagert man den Einsatz dieser Verbindungen von einem geschützten Umfeld im Gebäudeinneren in das ziemlich raue norwegische Außenklima, bedarf dies einiger ernsthafter Überlegungen, die aber allesamt zum Schluss kamen, dass keine Probleme zu erwarten sind. Die zu verwendende Stahlqualität und die Abmessungen, ebenso wie der Korrosionsschutz waren die Hauptanliegen im Hinblick auf eine erforderliche lange Lebensdauer (100 Jahre). In Abhängigkeit davon, wie gut die Verbindungen gegen direkten Wasserkontakt geschützt sind (vor Regen und/oder Spritzwasser) kamen auch Ausführungen aus Edelstahl zur Anwendung.

Abb. 15.13 zeigt einige typische Beispiele für Verbindungen, die mit der Erlaubnis von Moelven Limtre AS wiedergegeben werden und in Zusammenarbeit mit Norconsult AS und den amtlichen beratenden Ingenieuren entwickelt wurden. Beide Beispiele stammen von der Tynset-Brücke (siehe Abb. 15.6 und Abb. 15.9). Auf der linken Seite zeigt Abb. 15.13 wie der am weitesten links liegende Hänger dieser Brücke aus Abb. 15.9 mit dem Bogen verbunden sind (die entsprechende Verbindung ist mit einem Kreis markiert). Es ist anzumerken, dass der massive Querschnitt des Bogens aus bis zu vier Brettschichtholzbögen besteht, die entlang der seitlichen Oberflächen zu einem Querschnitt mit der Breite von 710 mm blockverklebt wurden. Die Schlitz für die Stahlbleche wurden dabei von beiden Seiten her eingefräst (angedeutet durch die punktierten Kreise), wobei zu erwähnen bleibt, dass die Bögen durch eine Abdeckung aus Kupferblech von Witterungseinflüssen geschützt sind.

Auf der rechten Seite von Abb. 15.13 ist die Verbindung am Knotenpunkt des Obergurts mit dem Haupt- (Fachwerk-) Bogen abgebildet. Der Bogen ist in diesen Punkten gestoßen, weiters schließen auch die Diagonalen des Windverbandes in diesem Knotenpunkt an. Zu beachten ist auch die Fuge mit einer Breite von 20 mm zwischen den beiden Gurtbauteilen. Diese Fuge wurde eine Quellmörtel ausgefüllt, nachdem der Bogen montiert wurde. Das verwendete Injektionsmaterial ist, nachdem sie ausgehärtet ist, in der Lage höhere Druckspannungen aufzunehmen als das Holz.

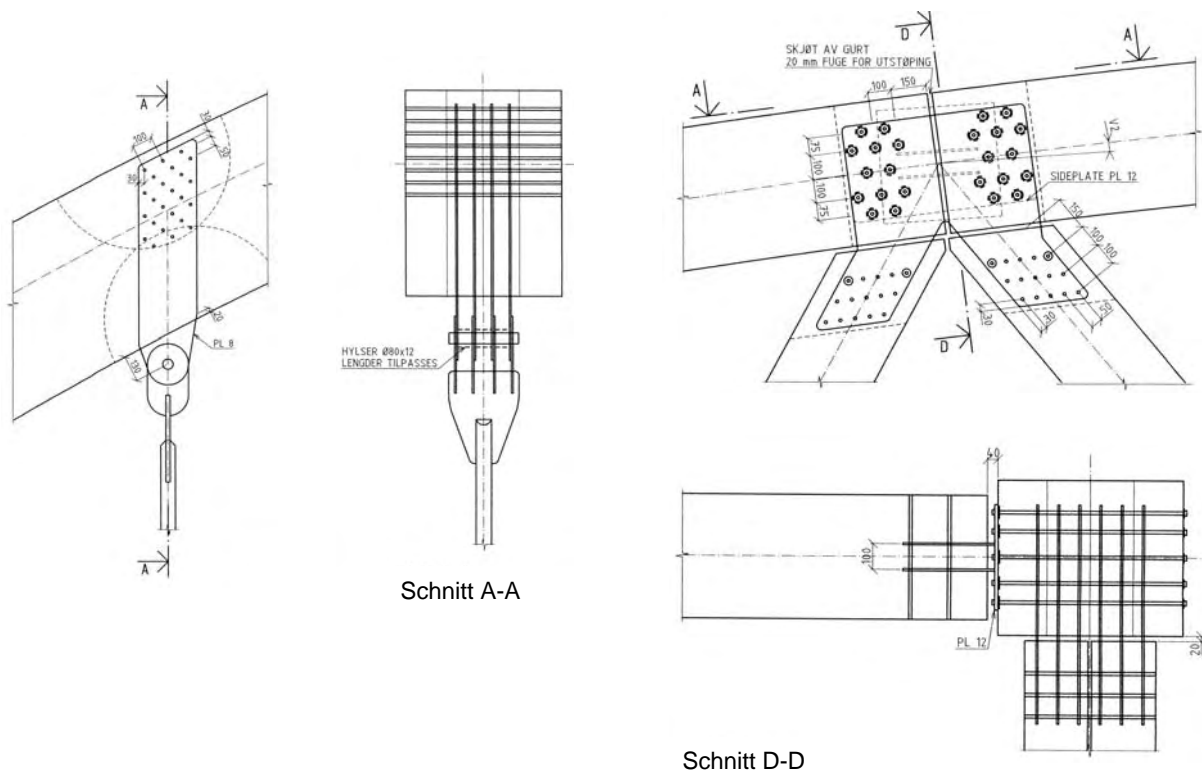


Abb. 15.13 Beispiele von Verbindungen bei der Tynset Brücke
(Photo: Moelven Limtre AS)

Die Dauerhaftigkeit von im Außenbereich eingesetzten aus Holztragwerken ist hauptsächlich eine Frage der Feuchtigkeit. Regel Nummer eins ist es einen direkten Wasserzutritt zu vermeiden und Regel Nummer zwei lautet für eine entsprechende Belüftung bzw. für die Möglichkeit der Austrocknung zu sorgen wenn dieser nicht verhindert werden kann (was es

normalerweise nicht kann). Das fachgerechte Konstruieren der Details ist in diesem Fall besonders wichtig. Inspektionen einer großen Zahl von Holzfußgängerbrücken in Norwegen haben gezeigt, dass die meisten Schäden durch eine schlechte Detaillierung verursacht wurden, wie etwa ungeschützte Hirnholzbereiche, Platzmangel um Feuchtigkeit austreten zu lassen, sowie in den Kontaktflächen, in denen sich vertikal auf Druck beanspruchte Bauteile direkt, ohne angemessenen Schutz der Oberfläche, die üblicherweise durchfeuchtet werden können, abstützen.

Die Detailausbildung kann auch das ästhetische Erscheinungsbild einer Brücke beeinflussen. Abb. 15.14 zeigt zwei Details der Tynset-Brücke (Abb. 15.6): zum einen das Gelenk am First des kleineren massiven Bogens und zum anderen jenes des Auflagers der beiden Bögen. Hier hat der Architekt schöne Effekte mit moderat aufwändigen Mitteln erzielt.



Abb. 15.14 Details der Tynset-Brücke (Photo: K. Bell)

7 Dynamische Effekte

Straßenbrücken aus Holz sind üblicherweise keine besonders schlanken Tragwerke und daher nicht sehr empfindlich gegenüber heftige dynamische Einwirkungen. Außer der Einwirkung durch Erdbeben, die für die meisten Tragwerke in Erdbebengebieten ein Problem darstellt, ist die Beanspruchung auf „Ermüdung“ ein dynamischer Effekt der die meisten Straßenbrücken betrifft. Für eine Holzbrücke ist die Verkehrsbelastung im Verhältnis zur ständigen Belastung üblicherweise höher als dies für andere Baustoffe im Brückenbau der Falle ist, wodurch die Wechselbeanspruchungen zu Ermüdungserscheinungen führen können. Der Problembereich der Ermüdung ist dabei nicht als holzspezifisch zu betrachten, vielmehr sind die ausgeführten Verbindungen dafür wesentlich. Versuche die mit, in norwegischen Holzstraßenbrücken vorwiegend eingesetzten, Stabdübelverbindungen durchgeführt wurden haben gezeigt, dass diese Verbindungen in der Tat durch Ermüdung [1] versagen können. Diese, und weitere Ergebnisse wurden für die Kalibrierung der derzeitigen (informativen) Regelungen des EC5-2 (Anhang A) bezüglich dieses Problems herangezogen.

Während Schwingungserscheinungen bei Straßenbrücken aus Holz in der Regel vernachlässigt werden können trifft dies für Fußgängerbrücken nicht zu, da diese oft sehr „schlank“ sein können. Insbesondere durch Fußgänger verursachte Schwingungen können zu einem Problem werden, sodass der EC5-2 diesem Thema einen eigenen informativen

Abschnitt widmet (Anhang (B)). Als Beispiel ziehen wir die Lardal-Fußgängerbrücke aus Abb. 15.3 heran, von der in Abb. 15.15 ein Computermodell dargestellt ist.

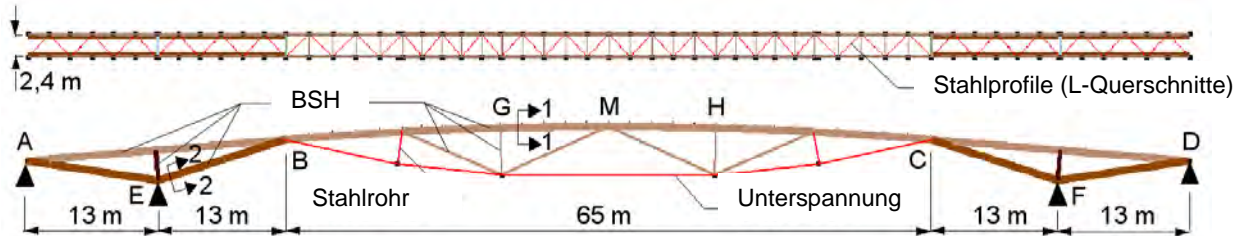


Abb. 15.15 Tragstruktur der Lardal-Fußgängerbrücke (siehe auch Abb. 15.3)

Am Tag der Eröffnung wurde diese Brücke von einer großen Personenanzahl aufgesucht, wodurch ein hoher Personenfluss auftrat und zu einer Wiederholung des „London-Millennium-Bridge-Syndroms“ führte. Dabei konnten sehr hohe Querschwingungsauslenkungen beobachtet bzw. gefühlt werden. Einige Menschen griffen nach den Handläufen und drückten ihre Besorgnis über das Schwingungsverhalten der Brücke aus. Das aufgetretene Schwingungsverhalten überraschte die Ingenieure, da diese Eigenform im Rahmen der Bemessung bzw. in Zuge der dynamischen Analyse nicht erfasst wurde.

Die Brücke wurde im Folgenden zum Gegenstand einer Dissertation [2] und das Problem – das noch immer nicht gelöst ist – wurde auch in einer Präsentation auf der WCTE 2006 in Portland [3] diskutiert. Die, diese Probleme verursachende Eigenform ist in Abb. 15.16 dargestellt.

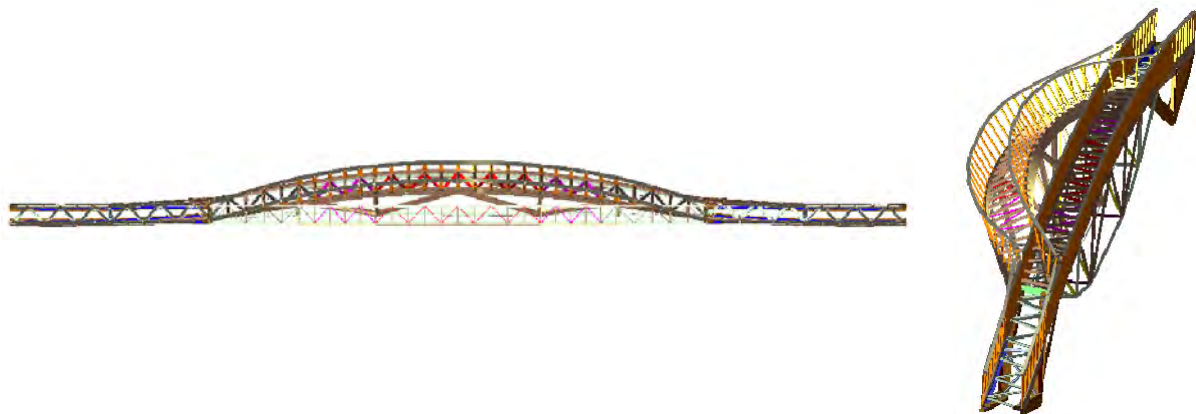


Abb. 15.16 Erste horizontale Eigenform der Lardal-Brücke – die Eigenfrequenz liegt bei 0,83 Hz (niedrigste Eigenform)

Die berechnete Eigenfrequenz wurde durch eine Schwingungsmessung der Brücke bestätigt. Es ist zu erwähnen, dass es einige Zeit und Bemühungen für die Abstimmung des Berechnungsmodells brauchte bevor die gemessenen Eigenfrequenzen auch tatsächlich in der Computerberechnung erreicht wurden.

Die ersten Torsions- und vertikalen Eigenformen mit gemessenen Eigenfrequenzen von 1,12 Hz und 1,45 Hz wurden nicht durch den üblichen Fußgängerverkehr angeregt.



In [3] wird auf verschiedene Wege die Brücke seitlich zu versteifen eingegangen, aber die vorläufige Schlussfolgerung ist, dass dieser, sehr schlank ausgeführte, Brückenentwurf mit dem derzeitigen Breite-zu-Spannweiten-Verhältnis an seine Grenzen stößt oder sogar schon darüber liegt.

8 Holzschutz und Dauerhaftigkeit – Erhaltungs- und Wartungsmaßnahmen

Brückentragwerke werden üblicherweise für eine lange, zwischen 60 und 100 Jahren liegende, Nutzungsdauer ausgelegt. In Norwegen beträgt die übliche Nutzungsdauer für Brücken 100 Jahre, auch für Holzbrücken. Ist das Erreichen dieser Nutzungsdauer ohne ausgiebige und teure Erhaltungs- und Wartungsarbeiten möglich? Die Antwort zu dieser Frage kann, abhängig vom eingesetzten Baustoff und von Ort an dem die Brücke errichtet wurde variieren. Einige Länder sind restriktiver als andere, wenn es um die Verwendung von chemischer Behandlung für Holz geht.

Die modernen Holzbrücken weisen sind noch zu kurz im Verwendung um abschließende Feststellungen tätigen zu können. Wenn man die Holzbrücken aus der Vergangenheit betrachtet, waren einige von ihnen für mehr als 100 Jahre in Verwendung. Es scheint daher möglich zu sein Holzbrücken mit dieser langen Nutzungsdauer errichten zu können. Das Hauptproblem bei deren Erreichung ist praktisch immer die Feuchtigkeit. Wie bereits erwähnt, besteht die erste und wichtigste Regel darin Wasser von der Konstruktion fern zu halten. Das ist nicht immer möglich und auch wenn man entsprechende Abdeckungen gegen Regen und Schnee vorsehen kann, neigt das Holz dazu die Feuchtigkeit der Umgebungsluft aufzunehmen. Deshalb ist es genauso wichtig sicherzustellen, dass das Holz durch geeignete „Belüftung“ austrocknen kann.

Der Widerstand gegen Feuchtigkeit ist abhängig von der Holzart und der Qualität des Holzes. Für Bauholz werden in den nordischen Ländern beinahe ausnahmslos die Holzarten Fichte und Kiefer verwendet. Die sibirische Lärche, von der man sagt, dass sie eine sehr dauerhafte Holzart ist, wird ebenfalls verwendet, aber nicht annähernd so häufig wie in anderen Ländern Kontinentaleuropas. In Norwegen durchgeführte Versuche scheinen zu belegen, dass die Lärche nicht wesentlich beständiger ist als das Kernholz der Kiefer.

Chemische Schutzmittel können die Dauerhaftigkeit des Holztragwerks deutlich erhöhen, speziell durch Druckimprägnierung. In den nordischen Ländern ist nur die Holzart Kiefer ein Kandidat für die Druckimprägnierung und der Typ des Holzschutzmittels basiert entweder auf der Verwendung von Salz-, wie z.B. Kupfer (CU) oder Teeröllösungen. Verschiedene Länder haben unterschiedliche Regeln für die Verwendung von Holzschutzmitteln. In Europa waren Norwegen und, bis zu einem gewissen Grad auch Finnland, bis heute sehr liberal und erlauben die Verwendung von mit salz- und teerölimprägniertem Holz, die in einigen Konstruktion der Infrastruktur, wie etwa Brücken, Hochspannungsmasten und Leitungsmasten. Die bisher gepflogene norwegische Praxis besteht darin für die kritischen Bestandteile die doppelte Dosierung an chemischen Holzschutzmitteln einzusetzen. Diese Behandlung besteht aus einer Salz- Druckimprägnierung der Schnitthölzer bevor diese verklebt werden gefolgt von einer Druckimprägnierung mit Teeröl der fertigen Bauteile, z.B. eine Hälfte eines Dreigelenkbogens. Trotz dieser ziemlich intensiven chemischen Behandlung werden zumeist die horizontalen Oberflächen auch „mechanisch“, zum Beispiel durch Kupferverblechungen geschützt. Zum Beispiel sind die Oberseiten aller Bögen, sowie

des Untergurts des Hauptfachwerkbogens der Tynset-Brücke (Abb. 15.6) durch eine Kupferverkleidung bzw. -verblechung abgedeckt.

Ein weiteres Beispiel für eine kürzlich errichtete Brücke stellt die, in Abb. 15.17 abgebildete, Fretheim-Brücke dar. Der Dreigelenkbogen hat eine Stützweite von rund 40 m. Das Bild ist deutlich die Abdeckung der Bögen mit einem Kupferblech zu erkennen. Man kann auch deutlich sehen, dass das Bogenaufleger, das einen (doppel-) Stahlzugstab aufnimmt, konstruiert wurde, um den gesamten Widerlagerbereich zu schützen. Beide Bogenseitenflächen sind durch teerölimprägnierte, geneigt angeordnete Brettverkleidungen abgedeckt, die sowohl Regen als auch Sonne von den Bögen fernhalten und gleichzeitig eine entsprechende Belüftung des massiven Brettschichtholzbogens sicherstellen. In diesem speziellen Fall ist der Bogen selbst nicht mit Teeröl imprägniert. Stattdessen wurden die zur Herstellung des Brettschichtholzes verwendeten Bretter vor der Verklebung drucksalzimprägniert (mit CU). Richtigerweise lässt es sich fragen, ob die Imprägnierung des Bogens in diesem Fall sinnvoll und erforderlich ist.

Die meisten Länder haben eine rigorosere Einstellung zu chemischen Holzschutzmitteln, als dies in der norwegischen Praxis der Fall ist und es scheint sicher zu sein, dass Norwegen bald ähnliche Beschränkungen zu jenen der meisten europäischen Ländern erwarten kann. Die Bögen der Fretheim-Brücke in Abb. 15.17 stellen ein Beispiel für eine Konstruktion dar, die sehr wenig chemischen Holzschutz benötigt. Der Brettschichtholzbogen sollte im wesentlichen ohne jegliche chemische Behandlung dauerhaft sein. Die Brettverkleidungen auf den seitlichen Oberflächen der Bögen kann sicher ohne Teerölimprägnierung ausgeführt werden. Diese werden zwar wahrscheinlich von Zeit zu Zeit einen Anstrich benötigen; bei entsprechender Planung kann der Schutzanstrich an den demontierten Schalbrettern vorgenommen werden. Falls erforderlich kann die Verschalung während der Nutzungsdauer der Brücke auch ein- oder zweimal ohne erhebliche Kosten zu verursachen ausgetauscht werden.



Abb. 15.17 Fretheim-Brücke in Flåm im Westen Norwegens
(Photo: R. Abrahamsen, SWECO Grøner AS)

Es ist interessant anzumerken, dass für die Bögen und Stützen der Wennerbrücke (Abb. 15.4), die jetzt seit fast 15 Jahren genutzt wird, derzeit Pläne für zusätzliche Schutzmaßnahmen ausgearbeitet werden. Dabei werden lediglich die außenliegenden

Oberflächen im Widerlagerbereich der Bögen und Stützen beidseits der Brücke abgedeckt, um diese gegen Schlagregen (bei windigen Verhältnissen) und Sonneneinstrahlung zu schützen. Die Abdeckungen werden aus Holzwerkstoffplatten bestehen, wobei die endgültige Ausführung derzeit noch nicht bekannt ist.

Bei ordnungsgemäßer Konstruktion und entsprechenden Holzschutzmaßnahmen liegen die Kosten für die Wartungs- und Instandhaltungsarbeit für Holzbrücken im selben Bereich, wie jene für Stahlbeton- und Stahlbrücken. Weist die Holzbrücke eine quervorgespannte Fahrbahnplatte aus Holz auf, sind die Zugstangen wahrscheinlich von Zeit zu Zeit nachzuspannen. Der derzeitige Wissensstand in Norwegen ist, dass der zeitliche Abstand dieser Arbeiten ungefähr alle 15 Jahre sein wird. Diese Art der Fahrbahnplattenausbildung scheint keine Bauteile für Fahrbahnübergänge am Ende der Fahrbahn zu erfordern. Messungen zeigen, dass der Holzfeuchtegehalt über die Jahre nur geringfügig variiert und mit dem sehr geringen thermischen Ausdehnungskoeffizienten (in Faserrichtung) ist auch nur eine kleine Längsbewegung der Fahrbahnplatte zu erwarten. Die Evenstad-Brücke (Abb. 15.12), die ein 180 m langes quervorgespanntes Holzdeck aufweist, hat tatsächlich keine Dehnfugen und man kann keine größeren Risse in der Asphaltsschicht feststellen. Einige kleine Risse traten in Querrichtung über den Querträgern auf. Diese sind aber nicht von Bedeutung.

9 Montage und Wirtschaftlichkeit

Vielleicht eines der überzeugendsten Argumente zu Gunsten der Errichtung von Holzbrücken ist ihre schnelle und relativ einfache Montage. Einzelne Brückenschüsse (-abschnitte) können auf der Baustelle montiert und, infolge des relativ geringen Gewichts, mit Mobilkränen eingehoben werden. Abb. 15.18 zeigt, wie ein Brückenabschnitt der Evenstad-Brücke über den Fluss Glomma im Süden Norwegens, auf seinem Flusspfeiler eingehoben wird. Diese Brücke, 1996 montiert, besteht aus fünf gleichen Fachwerksabschnitten, die aus teerölimprägniertem Brettschichtholz hergestellt sind. Die Spannweite des Abschnittes beträgt rund 36 m. Jeder Abschnitt wurde auf der Baustelle montiert und auf einer temporären Baustraße, die in den Fluss gebaut wurde, transportiert (linkes Bild in Abb. 15.18) und dann auf den Pfeiler gehoben (rechtes Bild). Nachdem alle Abschnitte auf ihrem Platz waren wurde die temporäre Baustraße (parallel) mit dem Verlegen der quervorgespannten Fahrbahnplatte entfernt (Abb. 15.12).



Abb. 15.18 Montage der Evenstad-Brücke im Jahre 1996 (Photos: Moelven Limtre AS)



Alle Straßenbrücken aus Holz die in Norwegen im letzten Jahrzehnt errichtet wurden, und es existiert mittlerweile eine beachtliche Anzahl dieser Brücken, wurden unter sorgfältiger Beachtung unterschiedlichster Kriterien, wobei die Wirtschaftlichkeit eine der Wichtigsten ist, errichtet. Im Rahmen der Wettbewerbe hat in den meisten Fällen der Preis zu Gunsten der Errichtung des Tragwerkes aus Holz und gegen Beton- und Stahlausführungen entschieden, speziell wenn ähnliche Bauarten (z.B. Bogen und Fachwerk) betrachtet worden sind. Für die Tynset-Brücke (Abb. 15.6) wäre die wirtschaftlichste Bauart eine unkomplizierte Stahlträgerbrücke gewesen. Die Bürger von Tynset setzten sich jedoch für die Ausführung eines anspruchsvolleren Tragwerks ein, um die alte einspurige Hängebrücke zu ersetzen. Eine Bogenbrücke aus Stahl stellte sich als teurer heraus als das gewählte und umgesetzte Holztragwerk.

Für bestimmte Spannweiten (5 - 50 m) sind Holzbrücken oder Holz-Beton-Verbundbrücken, auch in Schweden und Finnland wirtschaftlich attraktive Alternativen. Die Lage der Brücke kann ein wichtiger Faktor in der Wahl des Brückentyps und des Baustoffes sein. Wenn eine schnelle Montage, mit allen ihren wirtschaftlichen Folgewirkungen, wichtig ist, ist die Ausführung des Brückentragwerkes aus Holz konkurrenzfähig und wirtschaftlich sinnvoll.

10 Das „Nordic Timber Bridge“ Projekt

Die Wiederaufnahme der Errichtung von Holzbrücken in nordischen Ländern ist ein Ergebnis des „Nordic Timber Bridge“-Projekts, das in drei Phasen von 1994 bis 2001 durchgeführt wurde. Das Hauptanliegen dieses Programms war es einfach die Wettbewerbsfähigkeit von Holz als Baustoff für den Brückenbau, verglichen mit jenen in Beton und Stahl, zu erhöhen. Das Programm war ein gemeinsames Bemühen der skandinavischen Länder Finnland, Norwegen und Schweden. In den ersten beiden Phasen des Projekts haben auch Vertreter aus Dänemark mitgewirkt und Estland war ein Beobachter während der Projektdauer.

Das Gesamtbudget von rund 20 Millionen NOK wurde durch die Holzindustrie und die Straßen-/Brückenbau-Behörde (50 %), den nordischen Industriefonds und „Nordic Wood“ (30 %), sowie den nationalen Forschungsfonds (20 %) finanziert. Das gesamte Projekt wurde mit rund 20 Teilprojekten, die alle Bereiche abdeckten, gestartet, angefangen von der Marktforschung und Wirtschaft zur Tragwerksbemessung, so wie der Dauerhaftigkeit. Jedes Teilprojekt hatte seinen eigenen Bericht zu erstellen.

Drei „Nordic Timber Bridge“-Konferenzen wurden organisiert, genauso wie eine Anzahl an nationalen Workshops und Seminaren. Eine Anzahl an Papers und Artikeln wurden auf Konferenzen und in Magazinen, Zeitschriften und Zeitungen publiziert. Ein wichtiges Ergebnis des Projekts war das Auftreten einiger weniger Enthusiasten, die die tief verwurzelten Skepsis in den jeweiligen Ländern gegenüber der Verwendung von Holz im Brückenbau entgegenwirkten und denen es gelang, eine Reihe von erfolgreichen Pilotprojekten erfolgreich abzuschließen.

Mehr Details zu diesem Projekt können von den nationalen Kontaktpersonen, die in [4] aufgelistet sind, erhalten werden.



11 Zusammenfassende Anmerkungen

Der starke norwegische Bezug in diesem Kapitel soll nicht bedeuten, dass Norwegen eine führende Rolle im Holzbrückenbau spielt, vielmehr spiegeln die Ausführungen die persönlichen Erfahrungen des Autors wieder. Einige dargestellte Lösungen weisen eine speziell für Norwegen Gültigkeit auf, hauptsächlich als Folge der ziemlich liberalen Regelungen bezüglich des chemischen Holzschutzes, aber es bleibt dennoch zu hoffen, dass dieses Kapitel einen Überblick über den modernen Holzbrückenbau gibt. Dieser ist ein relativ neues Gebiet und es gilt sich in der Zukunft noch einigen Herausforderungen zu stellen, insbesondere bezüglich der Fragestellung der Dauerhaftigkeit, wenn keine Verwendung gefährlicher Chemikalien erlaubt wird. Verbindungen sind eine weitere Herausforderung und man wird wahrscheinlich auch neuartige und/oder modifizierte Tragstrukturen mit neuartigen Holzschutzmethoden entwickeln, welche die Dauerhaftigkeit mit moderaten Erhaltungs- und Wartungskosten sichern.

In Norwegen wurden die modernen Holzbrücken sowohl von der in Brückennähe wohnenden als auch die Brücke benutzenden Bevölkerung gut aufgenommen worden und es scheint gerechtfertigt zu sein festzustellen, dass auch in Zukunft Brückentragwerke aus Holz errichtet werden.

12 Literatur

- [1] K.A. Malo, A. Holmestad and P.K. Larsen,
“Fatigue strength of dowel joints in timber structures“,
9th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2006, Portland, Oregon / USA,
August 2006
- [2] A. Rönquist,
“Pedestrian induced lateral vibrations of slender footbridges“,
Doctoral Theses 2005:102, Norwegian University of Science and Technology,
Trondheim
- [3] A. Rönquist, L. Wollebæk and K. Bell,
“Dynamic behavior and analysis of a slender timber footbridge“,
Conference on Timber Engineering, WCTE 2006, Portland, Oregon, August 2006
- [4] Nordic Timber Bridge Project – Kontaktpersonen:
Finnland: Aarne Jutila / aarne.jutila@hut.fi
Norwegen: Erik Aasheim / erik.aasheim@troteknisk.no
Schweden: Martin Gustafsson / martin.gustafsson@tratek.se

Kapitel 15 wurde von Kolbein BELL, Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie, Trondheim / Norwegen bearbeitet.

Kapitel 16

DAUERHAFTIGKEIT VON TRAGWERKEN AUS HOLZ

1 Einleitung

Die Dauerhaftigkeit von Holz bzw. Tragwerken aus Holz kann definiert werden als seine Resistenz gegen physikalische, chemische und biologische Angriffe. Die Quantifizierung der Dauerhaftigkeit kann über jene Zeitdauer erfolgen, während der die Bauteile bzw. die Tragstruktur ihre Funktionen und Gebrauchstauglichkeitseigenschaften beibehält. Die Dauerhaftigkeit ist für die verschiedenen Holzarten unterschiedlich. Im Allgemeinen hängt sie nicht von der Rohdichte der Hölzer, sondern vom Vorhandensein bestimmter Holzbestandteile, die die Entwicklung von Pilzen oder Insekten negativ beeinflussen bzw. gänzlich unterbinden [2]. Das ist der Hauptgrund, warum z.B. Splintholz anfälliger gegen biologischen Befall ist, während Kernholz viel dauerhafter und resistenter ist (Abb. 16.1, Tab. 16.3).

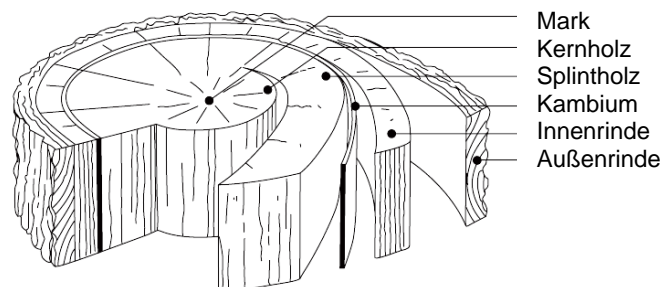


Abb. 16.1 Querschnitt durch einen Holzstamm

2 Natürliche Dauerhaftigkeit von Holz

Eine allgemeine Unterteilung der Holzarten nach der Dauerhaftigkeit ist im Wesentlichen abhängig von den Nutzungsbedingungen. Holzarten, die im Außenbereich verwendet werden, können wie folgt eingeteilt werden:

- dauerhaft: Kaktus, Maroni, Nuss, Ulme, Robinie,
- mäßig dauerhaft: Fichte, Kiefer, Esche, Tanne,
- anfällig: Ahorn, Birke, Linde, Weide, Pappel, Hasel, Buche, Espe.



Für unter Wasser eingesetztes Bauholz ist die Klassifizierung mit der Nutzungsdauer unter Wasser verbunden:

- dauerhaft (über 500 Jahre): Lärche, Kiefer, Eiche, Hainbuche, Robinie, Maroni, Ulme,
- mäßig dauerhaft (50-100 Jahre): Fichte, Tanne, Buche, Erle,
- anfällig (unter 20 Jahre): Birke, Ahorn, Esche, Linde, Pappel, Weide.

Im Meerwasser ist die Dauerhaftigkeit des Holzes geringer als in Süßwasser. Die Dauerhaftigkeit von Holz im Boden verändert sich in Abhängigkeit von der Bodendurchlässigkeit – wenig durchlässige Böden, wie Torf sind konservierender als hoch durchlässige Sandböden. Weiters ist die Dauerhaftigkeit auch von Einwirkungen wie Temperatur und Feuchteveränderungen abhängig.

Die Dauerhaftigkeit variiert im Bereich zwischen einigen Jahren (z.B. Pappel in Außenbereich) bis hin zu einigen tausend Jahren (z.B. Eiche, Lärche – 2500 Jahre; Ebenholz, das in Pharaonengräbern gefunden wurde – 4500 Jahre). Holz das vor freier Bewitterung geschützt wird (überdacht) und konstanten Temperaturen ausgesetzt ist, kann seine Eigenschaften über einen Zeitraum von 1000-2000 Jahre beibehalten. Wegen des Effektes der natürlichen Alterung büßt Holz im Laufe der Zeit bestimmte Eigenschaften ein (z.B. es verliert an Gewicht) und zerfällt bei optimalen Bedingungen nach rund 3000 Jahre von selbst [fizbud1]

Die große Streubreite der natürlichen Dauerhaftigkeit der Holzarten hängt mit einigen natürlichen chemischen Gegebenheiten zusammen. Ein wichtiger Grund betrifft das Vorhandensein von Lignin das in seinem Volumengehalt zwischen 20 % und 30 % variieren kann. Diese hochkomplexen 3-dimensionalen Polymere aus Phenol-Gemischen schützen die Zelluloseketten und erschweren das Wachstum von Pilzen bzw. können dieses gänzlich hemmen. Die, im Vergleich mit vielen Laubholzarten, hohe Dauerhaftigkeit der Nadelhölzer, lässt sich mit dem Effekt des hohen Ligningehalts erklären.

Einen großen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit des Holzes haben weitere Substanzen wie etwa Tannine, Gummi, Harzkomponenten, Proteine, Zucker, Vitamine und Sterine. Das Vorhandensein von Harzen, Gummi und Tanninen kann den Zutritt von holzerstörenden Ursachen, auch nach bereits erfolgten mechanischen oder chemischen Angriffen hemmen. Eine allgemeingültige Regel lautet, dass Splintholz im Allgemeinen weniger Inhalte der oben genannten Substanzen aufweist als Kernholz – deshalb kann Splintholz weniger Widerstand gegen zerstörende Angriffe aufbringen. Es ist eine bekannte Tatsache, dass sich Bäume durch Ausscheiden von Harzen selbst gegen Pilze und Insekten schützen.

3 Schädigungsmechanismen

Die Hauptschädigungsursachen sind: Pilze, Insekten, bakterielle Einwirkungen, chemische Einwirkungen und Verwitterung.

3.1 Zersetzung durch Pilze

Pilze benötigen die gleichzeitige Erfüllung bzw. Präsenz von vier grundsätzliche Rahmenbedingungen für ihre Entwicklung [3]: Holz als Nahrungsquelle, Sauerstoff (weil Pilze aerobe Organismen sind), Wasser und entsprechende Temperaturen. Diese Grundanforderungen sind im Allgemeinen in den Wäldern alle erfüllt, mit Ausnahme der Winterzeit. Erfreulicherweise sind diese Bedingungen normalerweise nicht in Gebäuden anzutreffen. Manchmal bietet das Entfernen von exponierten Bereichen bezüglich der Dauerhaftigkeit dazu interessante Einblicke: z.B. ist das Splintholz in Abb. 16.1 durch mehrere Pilze geschädigt. Im Allgemeinen greifen Pilze die Holzstruktur nicht an, wenn der Wassergehalt geringer als 22 % ist. Die entsprechenden Normen beinhalten strenge Anforderungen an den Holzfeuchtegehalt. Der günstigste Temperaturbereich für die Holzzersetzung durch Pilzbefall liegt zwischen 19 und 31 °C, wobei eine Temperatur von 25 °C ist meistens optimal für die Entwicklung der Pilze. Pilze überleben Frosttemperaturen, sterben aber bei Temperaturen über 60 °C ab. Drei unterschiedliche Arten von Holzabbau sind in Abb. 16.2 wiedergegeben.



Abb. 16.2 Holzabbau durch Pilze: teilweise Weißfäule (a), Weißfäule (b), Braunfäule (c) [2].

3.2 Käferbefall

Die holzbefallenden Käfer sind Insekten die im Allgemeinen fliegen können. Ihre Eier legen sie in Holzporen oder Risse und deren Larven greifen das Holz an. Verschiedene Käferarten sind Europaweit anzutreffen. Im Folgenden werden nur Käferarten, die getrocknetes Holz befallen angeführt: Die wichtigsten sind: der bunte/gescheckerte Nagekäfer (*Xestobium rufivillosum*) und der gewöhnliche oder gemein Nagekäfer (*Anobium punctatum*) (Abb. 16.3).



Abb. 16.3 gewöhnlicher oder gemeiner Nagekäfer (a, b: Erwachsener Käfer, c: die Larve) [2]

3.3 Bakterieller Befall

Bakterien greifen unter beinahe allen klimatischen Bedingungen Hölzer an und bauen dessen Bestandteile ab. Obwohl, ihre Enzymproduktion langsam ist und deshalb eine relativ geringe Zerstörung im Vergleich zu anderen Schädigungsarten verursacht ist es Bakterien möglich, geschütztes Holz oder hoch dauerhafte Arten unter Bedingungen mit geringen Sauerstoffkonzentrationen [1] abzubauen.

3.4 Natürliche Alterung

Die natürliche Alterung von Holz ist ein Prozess, der unumkehrbare Veränderungen in seiner Erscheinung verursacht und seine Eigenschaften unter dem Einfluss von Langzeitvorgängen äußerer Faktoren wie: UV-Strahlung, Luft-, Temperatur- und Feuchtigkeitsveränderungen zusammen mit Spannungseinwirkung verändert. Leider ist das derzeitige Wissen betreffend der natürlichen Alterung von Holz noch sehr limitiert (siehe Absatz 2).

4 Gefährdungs- und Dauerhaftigkeitsklassen

4.1 Gefährdungsklassen

Die europäische Norm EN 335 „Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten – Definition der Gefährdungsklassen für einen biologischen Befall“ bestimmt die Gefährdungsklasse der gegebenen Umgebungsbedingungen und der Lage des betrachteten Bauteiles. Es liegen auch national gültige Regelwerke vor, wie z.B. PN-EN 335-1:1996 für Polen. Die Definition der Gefährdungsklassen laut EN 335 ist in Tab. 16.1 angeführt.

Gefährdungs- klasse	Beanspruchung	Biotische Schadeinfluss	Beispiele
1	Über dem Erdreich, unter Dach (trocken)	Käfer, Termiten	Anwendungen im Innenbereich, wie Holzrahmen von Häusern, durch Dächer und Verkleidung überdachte Bereiche
2	Über dem Erdreich, unter Dach	Käfer, Termiten	Unterstellplätze, Fensterrahmen, überdachte Brücken
3	Über dem Erdreich, im Außenbereich (Risiko von häufiger Befeuchtung)	Pilze, Käfer, Termiten	Balken in Brücken und Decks, Sheds, Fassaden von Gebäuden ohne Schutz
4	In Kontakt mit dem Erdreich oder frischem Wasser (ständig)	Pilze, Käfer, Termiten, Bakterien	Zäune, Küstenanlagen, Spundwände, Schleusentore
5	Im Salzwasser (ständig)	Pilze, Käfer, Termiten, Meerestiere	Vertäuung, Piers, Wellenbrecher, Deich

Abb. 16.1 Gefährdungsklassen und Auftreten von biologischem Schadeinflüsse gemäß EN 335-1

4.2 Dauerhaftigkeitsklassen

Die europäische Norm EN 350 „Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten – Natürliche Dauerhaftigkeit von Vollholz“ definiert die natürliche Dauerhaftigkeit in Abhängigkeit von den verschiedenen biotischen Einwirkungen. In dieser Norm ist eine fünfstufige Skala der Widerstandsfähigkeit gegen Pilzbefall (Tab. 16.2) regelt, eine zweistufige Skala (dauerhaft und anfällig) für den Widerstand gegen trockenenes Holz zerstörende Käfer, sowie eine dreiteilige Skala (dauerhaft, mäßig dauerhaft und anfällig) für die Resistenz der Holzarten gegen Termiten und Meerestiere angegeben. Die Einordnung der Holzarten in eine Klasse erfolgt durch eine Untersuchung des Holzes in standardisierten Tests. In Tab. 16.2 ist die exemplarisch wiedergegebene Einteilung für einige Holzarten aufgelistet.

Dauerhaftigkeitsklasse	Beschreibung	Beispiele
1	sehr dauerhaft	Teak, Azobe, Iroko, Jarrah, Bilinga
2	dauerhaft	Balau/Bangkirai, Karri, Merbau, Zeder, europäische Eiche, Robinie
3	mäßig dauerhaft	Red merati, Douglasie
4	wenig dauerhaft	Fichte
5	nicht dauerhaft	Buche, Esche, Pappel

Abb. 16.2 Klassen der natürlichen Dauerhaftigkeit von Pilzbefall ausgesetztem Holz

4.3 Angepasste Gefährdungsklasse und Dauerhaftigkeitsklasse

Für die verschiedenen Anwendungsumgebung und Lage des betrachteten Bauteils, ausgedrückt durch die Gefährdungsklasse, ist in EN 350 eine erforderliche minimale Dauerhaftigkeitsklasse des Holzes festgelegt (siehe Tab. 3)

Gefährdungs- klasse	Dauerhaftigkeitsklasse				
	1	2	3	4	5
1	S	S	S	S	S
2	S	S	S	(S)	(S)
3	S	S	(P)		(S) – (P)
4	S		(P)	P	P
5	S	P	(P)	P	P

Abb. 16.3 Gefährdungsklassen und erforderliche Schutzmaßnahmen in Abhängigkeit von der natürlichen Dauerhaftigkeitsklasse des Holzes nach EN 350

In der oberen Tabelle haben die jeweiligen Abkürzungen dabei folgende Bedeutung: S: natürliche Dauerhaftigkeit ausreichend, (S): natürliche Dauerhaftigkeit üblicherweise ausreichend, aber unter bestimmten Gebrauchsbedingungen kann eine Behandlung empfehlenswert sein, (S)-(P): natürliche Dauerhaftigkeit kann ausreichend sein, aber in Abhängigkeit von der Holzart, ihrer Durchlässigkeit und der Gebrauchsbedingungen kann eine Schutzbehandlung notwendig sein, (P): Schutzbehandlung ist empfehlenswert, aber unter bestimmten Gebrauchsbedingungen kann eine natürliche Dauerhaftigkeit ausreichend sein, P: Schutzbehandlung notwendig.

5 Literatur

- [1] Bijen J.;
"Durability of engineering structures",
Woodhead Publishing Ltd, Cambridge, 2003
- [2] Krajewski A., Witomski P.;
"Timber protection",
Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2003
- [3] Neuhaus H.;
"Timber building engineering"
Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów, 2006

Kapitel 18 wurde von Andrzej MARYNOWICZ, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Oppeln / Polen erarbeitet.



BRANDWIDERSTAND VON TRAGWERKEN AUS HOLZ

1 Einleitung

Die Beschreibung des Baustoffverhaltens im Brandfall ist ein schwieriges und komplexes Problem. Es treten zwei zu unterscheidende Phasen in der Brandentwicklung auf, die auch im Zuge der Festlegung der Baustoffeigenschaften zu berücksichtigen sind: die Entwicklungsphase eines Brandes und die Vollbrandphase. In der Entwicklungsphase sind eine Anzahl getrennter Phänomene zu beachten, wie die Brennbarkeit des Materials, die Entzündbarkeit, die Geschwindigkeit der Brandausbreitung an der Oberfläche und die Geschwindigkeit der Temperaturentwicklung.

Die Vollbrandphase wird durch die Eigenschaften des „flash-over“ Verhaltens beeinflusst, nach deren Überschreiten alle entflammenden Materialien zu brennen beginnen. Es ist erstrebenswert im Brandfall die Tragfähigkeit der Tragwerke soweit aufrecht zu erhalten, dass die (Eigen-) Lasten weiterhin abgetragen werden können sowie Brandabschnitte aufrechtzuerhalten, die den Brand lokal beschränkt halten, ohne dass der Brand oder Gase entweichen können. Durch den Temperaturanstieg auf der brandausgesetzten Flächen soll es zu keiner Brandentstehung auf der nicht beflamten Seite kommen. Die Fähigkeit dem voll ausgebildeten Brand zu widerstehen wird allgemein als Brandwiderstand bezeichnet. Dieser kann sinnvollerweise wegen der Komplexität der Materie lediglich für Bauteile nicht aber für Baustoffe angegeben bzw. hinreichend quantifiziert werden. Der Brandwiderstand dieser Bauteile wie Stützen oder Balken ist Faktoren wie den Auflagerungsbedingungen und der Größe und Verteilung der Einwirkungen (Lasten) abhängig.

2 Verhalten von Holz und auf Holz basierender Materialien

Unter Brandeinwirkung können Holzwerkstoffe und Vollholz brennen und werden deshalb als „brennbar“ eingestuft. Auch wenn die Entzündbarkeit durch die Verwendung von Beschichtungen oder Imprägnierung mit flammen-/brandverzögernden Salzen beeinflusst werden kann bzw. damit ein höheres Energiepotenzial für die Brandentstehung erforderlich ist, bleiben auf Holz basierende Produkte weiterhin brennbar. Vollholz ist nicht leicht entzündbar und es nur wenige belegte Fälle, bei denen Holz das erste Material war, das sich entzündet hat. Vollholz benötigt Oberflächentemperaturen ohne Einwirkung durch eine Flamme von über 400 °C um zu entzünden. Auch wenn eine Flammeneinwirkung vorhanden ist muss die Oberflächentemperatur für eine signifikante Zeitdauer höher als 300 °C sein, bevor eine Entzündung auftritt. Holz wird oft in Bezug zu anderen Materialien verwendet, da es in der Regel nicht direkt zur Anhebung des Entzündungsrisikos in den Räumlichkeiten beiträgt. Die konkreten Werte sind auch von Rohdichte, der Holzart, der Holzfeuchte und der Form des Querschnittes abhängig.

Im Brandfall breitet das Feuer über den entzünd- und brennbaren Baustoff Holz entlang der Oberfläche aus. Dabei tritt das Phänomen auf, dass durch die Entzündung an einer lokalen Stelle eine Reihe weiterer Endzündungsherde ausgelöst wird. Da Holz nicht leicht entzündbar ist, ist es für die Bemessung erforderlich die Ausbreitungsgeschwindigkeit bzw. Abbrandrate dieses brennbaren Materials zu kennen bzw. festzulegen. In beinahe allen Ländern ist die Verwendung von unbehandeltem Holz für Anwendungsbereiche mit niedrigem Risiko einzusetzen. Die Abbrandrate ist offensichtlich abhängig von den anfänglichen Brandbedingungen, der Verfügbarkeit von Sauerstoff, der Rohdichte, sowie der Form und der Größe der Holzbauteile. Basierend auf diesen und anderen Parametern entwickelten jedes der europäischen Länder eigene Tests, um diese Parameter zu untersuchen. Das heißt es existiert derzeit kein gesamteuropäisch einheitliches Vorgehen in der Brandbemessung von Holz und Holzwerkstoffen. Alle Länder erlauben die Verwendung von Holz für viele Anwendungen, da das Brandverhalten nicht als gefährlich einzustufen ist.

Wenn Holz oder Holzwerkstoffe einem voll entwickelten Brand ausgesetzt werden treten bei diesem Baustoff viele wünschenswerte Eigenschaften auf. Wenn die Wärmestromdichte groß genug ist, kommt es an den, dem Feuer ausgesetzten Oberflächen, zur Entzündung bzw. Entflammung. Im Zuge des weiteren Brandfortschrittes entsteht an der Oberfläche eine wärmeisolierende Kohleschicht („Pyrolyseschicht“; Abb. 17.1).

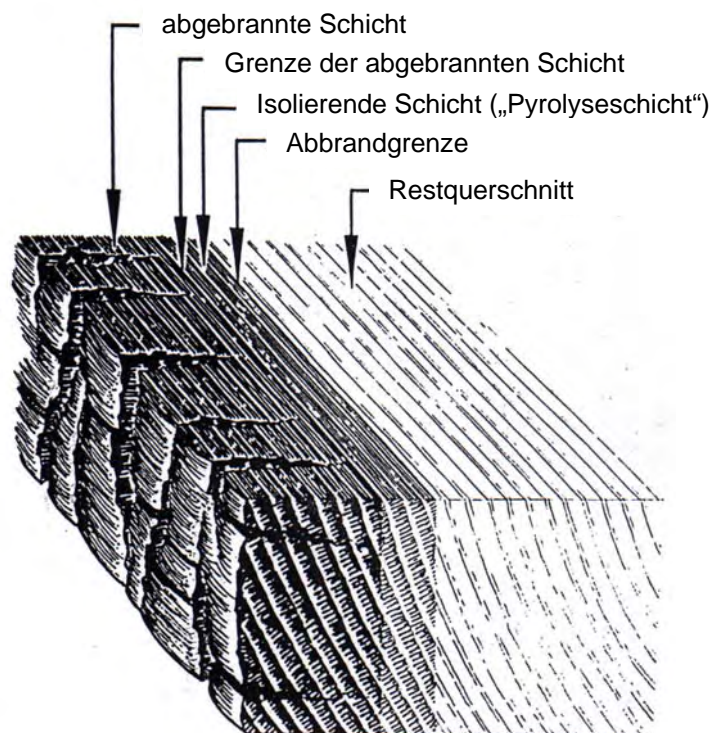


Abb. 17.1 Veränderung der Holzoberfläche bei Brandeinwirkung

Da Holz ein schlechter Wärmeleiter ist wird der weitere Temperaturanstieg im restlichen, nicht abgebrannten Teil des Querschnitts. Dieser Sachverhalt hat viele Vorteile.

Für Vollholz bleibt der Kernbereich bereits ab einer geringen Tiefe unter der aktuellen Abbrandzone relativ kühl. Als Folge steigt auch die Temperatur im restlichen Bauteil nur

wenig an und die Konstruktion erleidet keine Beschädigungen durch Wärmeausdehnung. Durch den geringen Temperaturanstieg im Kern bleiben dort auch die vorhandenen physikalischen Eigenschaften unverändert und der Verlust der Tragfähigkeit des Bauteiles ist lediglich auf die Verringerung des Querschnittes infolge des Abbrandes zurückzuführen. Werden Beplankungen auf Holzwerkstoffbasis im Holztafelbau, als tragendes Bauteil oder lediglich als raumabschließendes Element eingesetzt verringern auch diese den Temperaturanstieg auf der „kalten“ Seite.

Das Szenario des Vollbrandes wird auf Basis standardisierter Temperatur-Zeit-Kurven (z.B. jener in ISO 834, Abb. 17.2) modelliert oder durch ähnliche nationale Normen angegeben.

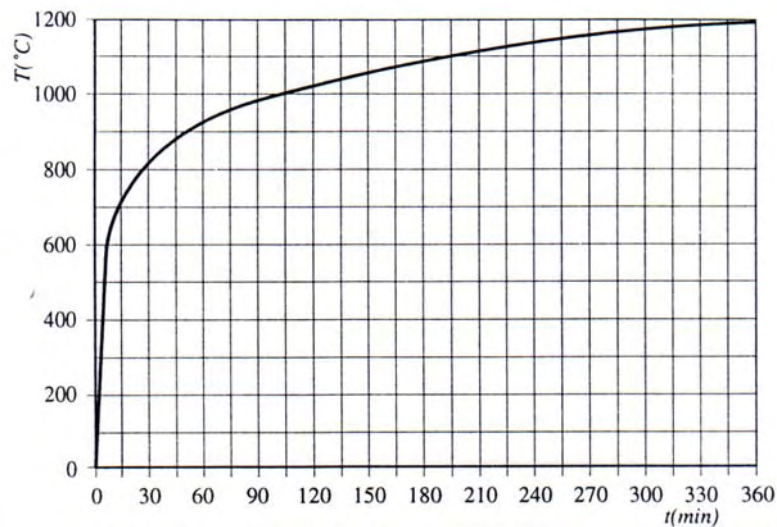


Abb. 17.2 Standard Temperatur-Zeitkurve gemäß ISO

Die relevanten Kriterien für das Brandverhalten von Bauteilen sind dabei im Wesentlichen:

- die Tragfähigkeit (raumabschließende und nichtraumabschließende Bauteile)
- der Erhalt des Raumabschlusses (raumabschließende Bauteile)
- die Dämmung (raumabschließende Bauteile)

Die ausreichende Tragfähigkeit im Brandfall wird üblicherweise über die Einhaltung von Verformungsgrenzen und Änderung der Durchbiegung beurteilt. Die Aufrechterhaltung der raumabschließenden Funktion wird allgemein über das Auftreten übermäßig großer Fugen(national festgesetzt) oder der Entzündung eines Baumwollstreifens definiert. Beim Kriterium an die Dämmung wird gefordert, dass ein mittlerer Temperaturanstieg von 140 °C oder ein maximaler Anstieg von 180 °C eingehalten wird.

Holz verliert nur dann seine Tragfähigkeit, wenn der Restquerschnitt auf eine Größe reduziert wird, bei der die auftretenden Spannungen infolge der Einwirkungen höher als die Festigkeit des Holzes sind.

Holzwerkstoffe reißen oder schwinden nicht und Fugen treten erst dann auf, bis das Holzwerkstoffprodukt so dünn ist, dass es „durchbrennt“. Der Temperaturanstieg wird die

Kriterien nur dann überschreiten, wenn die dünne, brandbeanspruchte Zone die äußeren Zonen erreicht und ein neuerlicher Durchbrand erfolgt. Holz unter (Voll-) Brandbeanspruchung ist sehr gut berechenbar und sein Verhalten gut abschätzbar.

Viele Brandversuche für Holz und Holzwerkstoffe haben einen linearen Zusammenhang zwischen der Abbrandtiefe und der Zeit erkennen lassen. Für die Tragfähigkeitsberechnungen des Restquerschnittes kann daher von einer konstanten Abbrandgeschwindigkeit bzw. -rate ausgegangen werden. Die in Tab. 17.1 angegebenen Abbrandraten β_0 können für einfache Brandbemessungen von tragenden Bauteilen ohne Berücksichtigung der, infolge des Abbrandes, ausgerundeten Kanten des Bauteiles verwendet werden. Somit wird der Restquerschnitt im Allgemeinen als Rechteckquerschnitt in der Brandbemessung zu berücksichtigen sein. Die detailliertere Berücksichtigung der Eckausrundungen der Restquerschnitte erlaubt die Nutzung geringerer Abbrandraten.

Material		β_0 in mm/min
Vollholz aus Nadelholz	mit $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ und $\min a \geq 35 \text{ mm}$	0,8
Verklebte Produkte aus Nadelholz	mit $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Holzplatten	mit $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ und $t_p = 20 \text{ mm}$	0,9
Vollholz aus Laubholz	mit $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,5
Verklebte Produkte aus Laubholz	mit $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,5
Eiche		0,5
Vollholz aus	mit $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Verklebte Produkte aus Laubholz	mit $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Sperrholz	mit $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ und $t_p = 20 \text{ mm}$	1,0
Holzwerkstoffplatten	mit $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ und $t_p = 20 \text{ mm}$	0,9

Abb. 17.1 Bemessungswerte der Abbrandraten β_0
(mit t_p : Dicke des Holzes oder Holzwerkstoffplatten,
a: Breite oder Dicke des Querschnitts)

Für eng aneinander liegende Schichten kann die Abbrandrate auf Basis der Summe der Einzelschichtdicken festgelegt werden.

3 Brandwiderstand von Bauteilen aus Holz

Generell erfolgt der Nachweis des ausreichenden Brandwiderstandes von Bauteilen aus Holz in derselben Art und Weise wie jene bei der Standardbemessung. Für die Einwirkungen und die Baustoffeigenschaften sind daher die entsprechenden charakteristischen Werte zu verwenden.

3.1 Nachweisführung

Der Zusammenhang zwischen der Lastauswirkung $E(t)$ und der Widerstand des Holzbauteils $R(t)$ während der Brandbeanspruchung sind in Abb. 17.3 in Allgemeiner Form dargestellt. Der Brandwiderstand wird dabei zurzeit t_f erreicht, wenn $R(t)$ kleiner als $E(t)$ wird. Der Nachweis auf dem Niveau der Bemessungswerte lautet somit:

$$E_{f,d} < R_{f,d}.$$

Dabei sind:

$E_{f,d}$ ist der Bemessungswert der Einwirkung im Brandfall

$R_{f,d}$ ist der Bemessungswert des Widerstandes im Brandfall

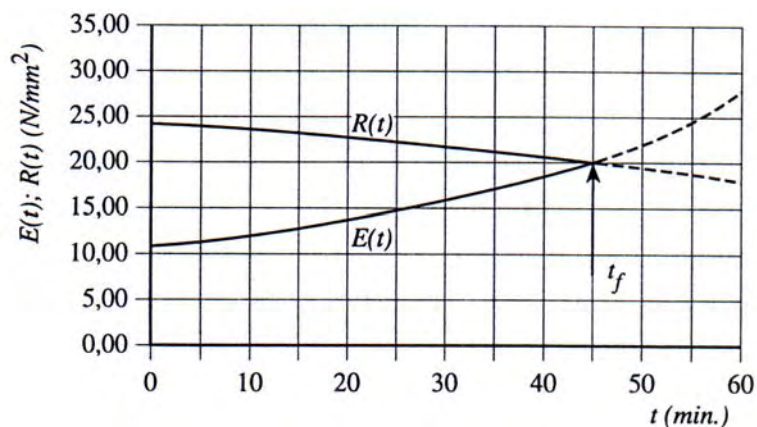


Abb. 17.3 Lastauswirkung $E(t)$ und Widerstand der Holzbauteile $R(t)$ während der Brandbeanspruchung

3.2 Temperaturprofile

Die Temperatur in der aktuellen Abbrandgrenzlinie beträgt ungefähr 300 °C. Für die, auf Basis von β_0 berechnete Abbrandgrenzlinie kann das Auftreten einer Temperatur von 200 °C angenommen werden. Für eine Branddauer von mehr als 20 Minuten bleibt der Abstand zwischen der Abbrandgrenzlinie und der Stelle, an der die Holztemperatur jener der Umgebungstemperatur entspricht, konstant. Dieser Abstand beträgt rund 30 mm von der Abbrandgrenzlinie bzw. für die auf β_0 bezogene Abbrandgrenzlinie rund 25 mm. Das Temperaturprofil ist in Abb. 17.4 dargestellt.

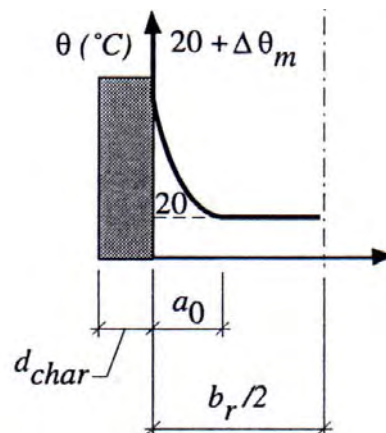


Abb. 17.4 Temperaturprofil für $b_r > 2 a_0$

3.3 Brandwiderstand von Verbindungen

Die Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln aus Stahl, die nicht brandgeschützt sind, wird durch die Hitze beträchtlich vermindert. Ein allseitiger Schutz mit Holz oder Holzwerkstoffen erhöht den Brandwiderstand und schützt die vorhandenen Stahlteile. Für diesen ist daher die Größe der ungeschützten Stahloberflächen entscheidend.

Für nicht geschützte Holz-Holz-Verbindungen, für die die Mindestabstände der Verbindungsmittel untereinander sowie zu den Hirnholzenden und Rändern nach EN 1995-1-1 eingehalten werden kann die Brandwiderstandsdauer aus Tab. 17.2 entnommen werden.

	Brandwiderstandsdauer $t_{fi,d}$ [min]	Festlegungen*
Nägeln	15	$d \geq 2.8$ mm
Schrauben	15	$d \geq 3.5$ mm
Bolzen	15	$t_1 \geq 45$ mm
Dübel	20	$t_1 \geq 45$ mm
Verbindungsmittel gemäß EN 912	15	$t_1 \geq 45$ mm

* t_1 ist die Dicke der Längsträger

Abb. 17.2 Brandwiderstandsdauer von ungeschützten Verbindungen mit seitlichem Holzquerschnitt

Für eine Brandwiderstandsdauer für Verbindungen, die größer ist als die in Tab. 17.2 angegebene, aber nicht größer als 30 Minuten, und die mit Stabdübeln, Nägeln oder Schrauben hergestellt wurde sollten folgende Anforderungen eingehalten werden:

- die Dicke der seitlichen Bauteile
- die End- und Randabstände der Verbindungsmittel

sind durch a_{fi} (siehe Abb. 17.5) zu erhöhen:

$$a_{fi} = \beta_0 k_{flux} (t_{f,req} - t_{fi,d})$$

wobei

β_0 Abbrandrate gemäß Tab. 17.1,

k_{flux} ein Koeffizient, der die zunehmende Wärmestromdichte durch das Verbindungsmittel berücksichtigt; k_{flux} sollte zu $k_{flux} = 1,5$ angenommen werden,

$t_{f,req}$ die geforderte Brandwiderstandsdauer,

$t_{fi,d}$ die Brandwiderstandsdauer der ungeschützten Verbindung nach Tab. 17.2

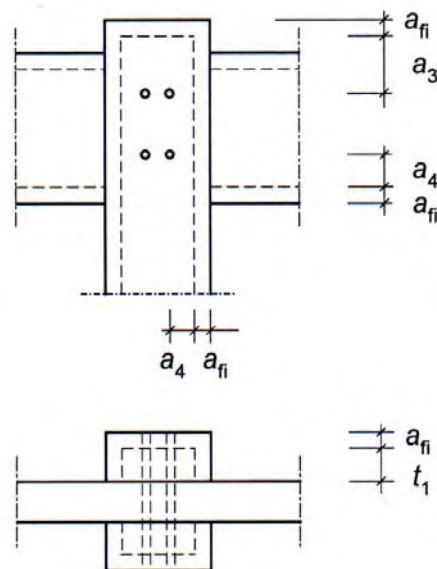


Abb. 17.5 zusätzliche Dicken, End- und Randabstände der Verbindungsmittel



4 Literatur

- [1] EN 1995-1-2:2004, Design of Timber Structures – Part 1-2: General – Structural fire design
- [2] Hartl, H.;
“Fire resistance of timber members “,
Kapitel B17 aus “STEP 1 – Timber Engineering“,
Erste Ausgabe, Centrum Hout, Niederlande, 1995

Kapitel 17 wurde von Petr KUKLÍK, Abteilung für Stahl- und Holzbau, Tschechische Technische Universität in Prag / Tschechische Republik bearbeitet.



Kapitel 18

HOLZ UNTER AGGRESSIVEN UMGEBUNGSBEDINGUNGEN

1 Einleitung

Oberflächen von Bauteilen aus Holz das unter aggressiven Umgebungsbedingungen eingesetzt wird, speziell jene von Dachkonstruktionen, sind durch, das beanspruchte Holz aufweichende, chemische Zersetzungsprozesse gefährdet (lat.: maceratio – aufweichen, einweichen). Dieser Prozess ist von sehr komplexer Natur und zeigt eine starke Abhängigkeit von den Änderungen des Feuchtigkeitsgehaltes der umgebenden Luft. Die Eindringtiefe der aufgeweichten Zonen erreicht in einigen Fällen sogar 50 mm. In vielen Fällen, speziell unter industriellen Umgebungsbedingungen, können die Holzstruktur angreifende chemische Substanzen in meist gasförmiger, aber auch flüssiger Form angetroffen werden.

2 Widerstandsfähigkeit von Holz gegenüber Säuren und Basen

2.1 Säurehaltiges Umfeld

Bauteile aus Holz, die sauren Umgebungseinflüssen ausgesetzt sind, zeigen eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen diese Einwirkungen. Im Bereich des pH-Wert zwischen 2 und 7 ist der Einfluss von Säuren und Sulfaten vernachlässigbar. Lediglich in Umgebungen in denen der pH-Wert ≤ 2 beträgt, beginnen Holzbauteile schneller abgebaut zu werden. Beispielsweise eignen sich Bauteile aus Lärche sehr gut für die Verwendung in Wollspinnereikaminen [1].

2.2 Basisches Umfeld

Basische Einwirkungen mit einem pH-Wert von 8 bis 10 rufen eine starke Volumenausdehnung des Holzes hervor, denen die Auflösung der Kohlehydrate gemeinsam mit der Esterspaltung der Harze folgt. Unter höheren basischen Konzentrationen beginnt sich das Lignin aufzulösen.

2.3 Gasförmige Medien

Versuche zur Abklärung des Einflusses bei der Einwirkung einiger Gase [1], z.B. Schwefeldioxid SO_2 , Schwefelwasserstoff H_2S , Ammoniak NH_3 und Chlor Cl_2 zeigten in den meisten Fällen einen negativen Einfluss auf die physikalischen Eigenschaften von Holz (Tab. 18.1). Die untersuchten Kieferproben wurden dabei 90 Tage in einem geschlossenen

Raum konditioniert. Danach wurden ihre Festigkeitseigenschaften untersucht. Wie aus der Tab. 18.1 ersichtlich wird entstand der maximale negative Einfluss durch Einwirken von Cl_2 .

Ähnliche Untersuchungen wurden mit Proben, die einem Holzdach in einer Phosphorfabrik in Szczecin (Polen) entnommen wurden, durchgeführt. An diesen wurde auf Druck- und Zugfestigkeit (Tab. 18.2) versuchstechnisch ermittelt. Dabei zeigte sich das interessante Ergebnis, dass ca. 50% der dem Einfluss von Gasen ausgesetzten Proben eine höhere Druckfestigkeit aufwiesen als die Referenzproben (laut den polnischen Normen), während die Zugfestigkeit signifikant geringer war als jene der Referenzproben. Dieser Effekt wurde hauptsächlich durch die hohe Konzentration an H_2F_2 , zusammen mit einem starken Einfluss der Luftfeuchte im Umfeld, verursacht. Ein zusätzlicher Faktor war das Vorliegen einer 8 cm dicken, gehärteten Ascheschicht am Untergurt des Binders, die starke Sorptionseigenschaften aufwies. Dies war auch der Grund für die hohe Wasseranreicherung und die zusätzliche Wasser-Gas Reaktion an der Holzoberfläche.

Beanspruchungsart	Referenz Probenfestigkeit [kPa]	SO_2	H_2S	NH_3	Cl_2
Biegung	1069	610	936	761	515
Druck	560	509	637	554	270
Zug	1002	730	1095	938	343

Abb. 18.1 Einflüsse einiger Gase auf die Holzfestigkeit aus [1]

Beanspruchungsart	Zug		Druck	
	Untersucher Probekörper [kPa]	Referenz-probekörper [kPa]	Untersucher Probekörper [kPa]	Referenz-probekörper [kPa]
R_{\max}	940	-	690	-
R_{\min}	149	550	487	300
R_{mean}	440	1000	606	400

Abb. 18.2 Ergebnisse der geprüften Probekörper aus [1]

Chemische Substanz	Konzentration [%]	Nadelhölzer				Laubhölzer	
		Fichte	Tanne	Kiefer	Lärche	Eiche	Buche
Ethansäure	2	I	I	I	I	I	I
	5	I	I	I	I	I	I
	10	I	I	I	I	II	I
Milchsäure	2	I	I	I	I	I	I
	5	I	I	I	I	I	I
	10	I	I	I	I	I	I
Salpetersäure	2	I	I	I	I	II	II
	5	I	II	II	I	II	II
	10	I	II	I	I	III	II
Salzsäure	2	I	I	I	I	I	I
	5	II	II	II	II	II	II
	10	II	II	II	II	III	IV
Schwefelsäure	2	I	I	I	I	I	I
	5	I	I	I	I	I	I
	10	II	II	II	II	III	III
Ammoniak	2	I	I	I	I	II	II
	5	I	I	I	I	IV	III
	10	II	II	II	II	IV	IV
Natriumhydroxid	2	I	I	I	I	II	II
	5	II	II	II	II	IV	III
	10	III	II	III	III	IV	IV

Abb. 18.3 Widerstandsfähigkeit von Holz gegenüber einigen chemischen Substanzen bei einer Temperatur $T=20^{\circ}\text{C}$ nach [2]

Wie aus Tab. 18.3 ersichtlich wird, haben Nadelholzarten generell eine höhere Widerstandsfähigkeit gegenüber chemischen Angriffen als Laubholzarten. Aus diesem Grund werden Nadelhölzer (Vollholz, Brettschichtholz, Holzwerkstoffe) häufiger für Lager- und Produktionsgebäude mit aggressiven Umgebungsbedingungen verwendet, speziell für die Lagerung von Salz, Kunstdünger, Steinkohle und in Gerbereien. Auch Dachkonstruktionen für Müllabladplätze, Kläranlagen, Verzinkereien und landwirtschaftliche Gebäude werden oft aus Holz hergestellt.



3 Literatur

- [1] Mileczarek Z.;
"Timber in building constructions",
6th International conference on timber structures, Szczecin-Międzyzdroje 2004,
Szczecin, 2004
- [2] Neuhaus H.;
"Timber building engineering",
Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów, 2006

Kapitel 18 wurde von Andrzej MARYNOWICZ, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Oppeln / Polen erarbeitet.

