



Universität Karlsruhe (TH)

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen

in Zusammenarbeit mit



Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

Ingenieurholzbau
Karlsruher Tage

Forschung für die Praxis

am 10. und 11. Oktober 2002

**Tagungsband
2002**

Alle Rechte sind vorbehalten, auch die des auszugsweisen Nachdrucks oder der Vervielfältigung, Übersetzung, Mikroverfilmung, der Speicherung in elektronischen Systemen sowie der Verbreitung im Internet.

Für den Inhalt der Vorträge sind ausschließlich die Verfasser verantwortlich.

Veranstalter:

Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
in Zusammenarbeit mit
Bruderverlag, Albert Bruder GmbH & Co. KG, Karlsruhe

Herausgeber:

Bruderverlag, Albert Bruder GmbH
Bismarckstraße 21
76133 Karlsruhe
Telefon: ++49(0)721/91388-0, Fax: ++49(0)721/91388-99
E-Mail: Red.Holzbau@Rudolf-Mueller.de
Bestell-Nr. 5250
Layout und Produktion: Brigitte Heibroek
Druck: GREISERDRUCK GmbH & Co. KG, Rastatt

Tagungsprogramm

Donnerstag, 10. Oktober 2002

- 13.00 Eröffnung und Begrüßung
- 13.15 Einflüsse der europäischen und nationalen Bauproduktregelungen auf die Holzbauwirtschaft
Dipl.-Ing. Norbert Balmer, Berlin
- 14.00 E DIN 1052 – wesentliche Änderungen der aktuellen Fassung gegenüber dem Gelbdruck
Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe
- 14.45 Kaffeepause
- 15.15 Kombinatorik – oder weg von geschlossenen Systemgedanken
Dipl.-Ing. (FH) Klaus Fritzen, Karlsruhe
- 16.00 Holz – prädestiniert für den Hallenbau, vertieft an den Messeneubauten in Karlsruhe und Sinsheim
Dipl.-Ing. Matthias Gerold, Karlsruhe
- 16.45 Besichtigung der Baustelle „Neue Messe Karlsruhe“ (Bustransfer)
- 20.00 Gemütliches Beisammensein im Höpfner Burghof mit Buffet

Freitag, 11. Oktober 2002

- 08.30 Stand und zukünftige Entwicklung der baurechtlichen Regelungen bezüglich Tragwerk und bauphysikalischer Anforderungen im Holzbau
Dipl.-Ing. Martin Kromer, Stuttgart
- 09.15 Brandschutzbemessung und -klassifizierung nach neuen nationalen und europäischen Regelungen
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter, Leipzig
- 10.00 Kaffeepause
- 10.30 Brettsperrholz – Berechnung von Elementen mit kreuzweise verklebten Brettern bei Beanspruchung in Plattenebene (Knicken, Scheibe)
Dr.-Ing. Rainer Görlacher, Karlsruhe
- 11.15 (Straßen)brücken in Holz
Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, München
- 12.15 Brettsperrholz – Anwendungen und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau
ao. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Gerhard Schickhofer, Graz
- 12.45 Schlusswort

Vorwort

Die dritten „Karlsruher Tage“ stehen deutlich unter dem thematischen Schwerpunkt der baurechtlichen Regelungen zum Holzbau.

Die „neue“ DIN 1052 steht vor der Tür. Diese erste deutsche Holzbaunorm nach dem europäischen, semiprobabilistischen Sicherheits-Konzept stellt keine „Übernahme“ des Eurocode 5 (ENV DIN 1995) dar, sondern eine durchaus national geprägte Norm, die allerdings den EU-Grundsätzen für die Bau-Normung folgt.

Der Umbruch vom „alten“ zum neuen Bemessungskonzept steht in vielerlei Zusammenhängen, die mit dem Erscheinen von „DIN 1052 neu“ nicht zugleich entsprechend neu geregelt sind bzw. sein werden.

So ist es ein wesentliches Ziel dieser „Karlsruher Tage“, die zu erwartenden Entwicklungen besser abschätzbar zu machen sowie einen Überblick über die baurechtlich-bautechnischen Zusammenhänge zu geben. Die Deklaration mit „Forschung für die Praxis“ scheint uns, den Veranstaltern, dennoch zutreffend: Die Forschungsergebnisse aus über einem Jahrzehnt finden nun ihren Niederschlag in einer Norm, die Zug um Zug rechtsverbindlich werden wird und somit in die praktische Anwendung „hineinwächst“. Für Ingenieure und Holzbaubetriebe dürfte die Frage „Wie geht es nun weiter?“ von erheblicher Bedeutung sein, weil sie sich auf das zu Erwartende

werden einrichten wollen und müssen.

Wir hoffen, dass Sie mit klareren Perspektiven und besseren Grundlagen für Ihre anstehenden Entscheidungen nach Hause gehen mögen.

Der zweite thematische Schwerpunkt liegt in der praktischen Verwendung von Holz als Konstruktionswerkstoff, wobei zum Teil auch technisch-wirtschaftliche Zusammenhänge aufgezeigt werden.

Die anhaltende Baukonjunktur-Krise (der Begriff Schwäche dürfte wohl zu schwach sein) zeichnet sich durch drastischen Rückgang im Wohnbau und recht stabile Bauinvestitionen im Nichtwohnbau aus. Der Holzbau ist beim „Nichtwohnbau“ bezogen auf die diesbezügliche gesamte Marktgröße nur mit Promille-Anteilen vertreten, auch wenn man die Segmente Tiefbau und Straßenbau unberücksichtigt lässt.

Deswegen darf im „Nichtwohnbau“ zur Zeit das wesentliche Wachstumspotenzial für den Holzbau vermutet werden. Ein guter Grund, denken wir, die Umsetzung von Erkenntnissen in diesem Segment zu befördern.

Die neue DIN 1052 bietet auch diesbezüglich eine Reihe neuer Möglichkeiten, womit sich der Themenkreis schließt.

Hans Joachim Blaß
Klaus Fritzen

Inhaltsverzeichnis

1	Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken	
1.1	Anwendungsbereich	1
1.2	Normative Verweisungen	2
1.3	Begriffe und Formelzeichen	5
1.4	Bautechnische Unterlagen	9
1.5	Grundlagen für Entwurf und Bemessung	10
1.6	Anforderungen an die Dauerhaftigkeit	11
1.7	Baustoffe	12
1.8	Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen	19
1.9	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	39
1.10	Allgemeine Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	40
1.11	Verbindungen, Ausklinkungen, Durchbrüche und Verstärkungen	58
1.12	Verbindungen mit stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln	72
1.13	Verbindungen mit sonstigen mechanischen Verbindungsmitteln	88
1.14	Geklebte Verbindungen	101
1.15	Zimmermannsmäßige Verbindungen	107
1.16	Kennzeichnungen	108
1.17	Anhang A	109
1.18	Anhang B	111
1.19	Anhang E	113
1.20	Anhang F	123
1.21	Anhang K	130
1.22	Anhang M	135
1.23	Anhang V	150
	Inhaltsverzeichnis	168
2	Einflüsse der nationalen Bauproduktenregelungen auf die Holzbauwirtschaft; Dipl.-Ing. Norbert Balmer, Berlin	
	177
3	Holz – prädestiniert für den Hallenbau, vertieft bei den Messeneubauten Karlsruhe und Sinsheim; Dipl.-Ing. Matthias Gerold, Karlsruhe	
3.1	Einleitung	193
3.2	Vorteile des Werkstoffes Holz	194
3.3	Weit gespannte Tragwerke	199
3.4	Ausblick	213
3.5	Zusammenfassung	215
3.6	Literatur	217
4	Stand und zukünftige Entwicklung der baurechtlichen Regelungen bezüglich Tragwerk und bauphysikalischer Anforderungen im Holzbau; OBR Dipl.-Ing. M. Kromer, Stuttgart	
4.1	Rechtlicher Rahmen	219
4.2	Neufassung DIN 1052	222
4.3	Brandschutz	223
4.4	Wärmeschutz und Energieeinsparung	228
4.5	Schallschutz	230
4.6	Literatur	231
5	Brandschutzbemessung und -klassifizierung nach neuen nationalen und europäischen Regeln; Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter, Leipzig	
5.1	Einleitung	233
5.2	Europäische Regelungen	234
5.3	Nationale Regelungen	250
5.4	Literatur	252
6	Brettsperrholz – Berechnung von Elementen mit kreuzweise verklebten Brettern bei Beanspruchung in Plattenebene; Dr.-Ing. Rainer Görlacher, Karlsruhe	
6.1	Allgemeines	255
6.2	Druckbeanspruchung in Plattenebene (Knicken)	255
6.3	Schubbeanspruchung in Plattenebene (Aussteifung)	259
6.4	Zusammenfassung	267
6.5	Literatur	269

7	(Straßenbrücken in Holz; Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, München	
7.1	Einleitung	271
7.2	Technische Grundlagen	271
7.3	Dauerhaftigkeit	271
7.4	Fahrbahnplatten	274
7.5	Beispiel: Saalachbrücke Ainring	275
7.6	Warum Brücken aus Holz?	281
7.7	Zusammenfassung	283
8	Brettsperrholz – Anwendungen und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau; ao. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Gerhard Schickhofer, Graz	
8.1	Einleitung	285
8.2	Einsatz im Wohn- und Kommunalbau	286
8.3	Fügetechnik von Brettsperrholzelementen	289
8.4	Objekte mit Brettsperrholz	293
9	Kombinatorik – oder weg von geschlossenen Systemgedanken; Dipl.-Ing. (FH) Klaus Fritzen, Karlsruhe	
	307

Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß

Universität Karlsruhe (TH)
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau
und Baukonstruktionen
76128 Karlsruhe
Tel. 0721/608-2710 (Sekretariat)
Fax 0721/698-116



1955	Geboren in Dudweiler/Saar
1974 – 1980	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe
1980	Diplomprüfung
1980 – 1983	Dipl.-Ing. im technischen Büro der Firma Ed. Züblin AG, Stuttgart
1983 – 1987	Wissenschaftlicher Angestellter an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH), Abteilung Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
1987	Promotion zum Dr.-Ing.
1987 – 1991	Akademischer Rat an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH), Abteilung Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
1989 – 1990	Forschungsaufenthalt bei Forintek Canada Corp., Vancouver B.C., Kanada
1991 – 1995	Wissenschaftlicher Leiter der Gruppe Ingenieurholzbau des Zentrums für Holzforschung, TNO Bauforschung, Delft, Niederlande
1991 – 1995	Inhaber des Lehrstuhls für Holzkonstruktionen der technischen Universität Delft, Niederlande
seit 1995	Ordinarius für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe
seit 1995	Prüfingenieur für Baustatik, Fachgebiet Holzbau

Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken

Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für
den Hochbau

Schlussentwurf Bemessungsnorm Holzbau

Hans Joachim Blaß

Jürgen Ehlbeck

Heinrich Kreuzinger

Günter Steck

Gefördert durch die DGfH Innovations- und Service GmbH
aus Mitteln des Holzabsatzfonds

BEKS 1-16 und Anhänge (13.07.2002)

Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken

Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für
den Hochbau

Vorwort

Der nachstehende Entwurf einer Bemessungsnorm für den Holzbau ist entstanden aus dem Entwurf E DIN 1052 – 05/2000, den in der Einspruchsfrist bis 31.12.2000 hierzu beim NABau im DIN eingegangenen Einsprüchen und den Ergebnissen der Einspruchssitzungen des NABau. Dieser Entwurf gibt somit die Meinung des Arbeitsausschusses NABau-AA 04.09.00 wieder und könnte im wesentlichen zu der Endfassung einer neuen DIN 1052 werden, sofern aus dem Kreis der Interessenten (Praxis, Bauaufsicht, Wissenschaft) nicht noch weitere Einwendungen und Änderungsvorschläge zu berücksichtigen sind.

1 Anwendungsbereich

(1) Diese Norm gilt für die Berechnung und Ausführung von Bauwerken und von tragenden und aussteifenden Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen. Diese Norm gilt auch für Holzkonstruktionen in Bauwerken aus überwiegend anderen Baustoffen, z.B. Massivbauten, Stahlbauten oder Bauten aus Mauerwerk.

(2) Behandelt werden ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Tragwerken. Andere Anforderungen, z.B. an den Wärme- und Schallschutz, werden nicht behandelt.

(3) Die Bauausführung ist nur soweit behandelt, wie dies zur Festlegung der Qualitätsanforderungen an die zu verwendenden Baustoffe oder Bauprodukte oder an die Bauausführung auf der Baustelle notwendig ist, damit die Annahmen für die Bemessung und Konstruktion erfüllt werden.

(4) Die einzuhaltenden Konstruktionsregeln sind in den jeweiligen Abschnitten angegeben und als Mindestanforderung anzusehen. Sie sind für spezielle Arten von Bauwerken oder Bauverfahren gegebenenfalls zu erweitern.

(5) Diese Norm gilt auch für Fliegende Bauten (siehe DIN 4112), Bau- und Lehrgerüste, Absteifungen und Schalungsunterstützungen (siehe DIN 4420-1 und DIN 4420-2 sowie DIN 4421) und sinngemäß für Bauten im Bestand, soweit in den speziellen Normen nichts anderes bestimmt ist.

(6) Für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Holzbrücken und Hochbauten unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen sind gegebenenfalls zusätzliche Anforderungen zu berücksichtigen.

(7) Für die Bemessung für den Brandfall und bei Erdbebeneinwirkungen sind zusätzliche Anforderungen zu berücksichtigen.

(8) Diese Norm behandelt nicht den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Bauwerken, die über längere Zeit - etwa der Lasteinwirkungsdauer „lang“ entsprechend - Temperaturen von über 60° C ausgesetzt sind, abgesehen von veränderlichen Klimaeinwirkungen.

2 Normative Verweisungen

Diese Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert, und die Publikationen sind nachstehend aufgeführt. Bei datierten Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen nur zu dieser Norm, falls sie durch Änderung oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation (einschließlich Änderungen).

Nationale Normen

- | | |
|-----------------------|--|
| DIN 488-1 | Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. 1984-09 |
| DIN 976-1 | Gewindebolzen; Metrisches Gewinde. 1995-02 (z.Z. auch Entwurf 2002-01) |
| DIN 1045-1
2001-07 | Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Bemessung und Konstruktion. |
| DIN 1055-1 | Einwirkungen auf Tragwerke; Teil1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen.2002-06 |
| DIN 1055-3 | Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. 2002-06 |
| DIN 1055-4 | Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken. 1986-08 |
| DIN 1055-4/A1 | Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken; Änderung1: Berichtigungen. 1987-06 (z.Z. auch Entwurf DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 4: Windlasten. 2001-03) |
| DIN 1055-5 | Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten, Schneelast und Eislast. 1975-06 |
| DIN 1055-5/A1 | Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten, Schneelast und Eislast. Änderung 1: Berichtigungen. 1994-04 (z.Z. auch Entwurf DIN 1055-5: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 5: Schnee- und Eislasten. 2001-04) |
| E DIN 1055-9 | Einwirkungen auf Tragwerke;; Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen. 2000-03. |
| DIN 1055-100 | Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung; Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. 2001-03 |
| DIN 4074-1 | Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit; Nadelschnittholz. 1989-09 (z.Z. auch Entwurf DIN 4074-1: Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit; Teil 1: Nadelschnittholz. 2001-05) |
| DIN 4074-2 | Bauholz für Holzbauteile; Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz). 1958-12 |
| DIN 4074-3 | Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit; Sortiermaschinen; Anforderungen und Prüfung. (z.Z. auch Entwurf DIN 4074-3: Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit; Teil 3: Sortiermaschinen für Schnittholz, Anforderungen und Prüfung. 2001-05) |
| DIN 4074-4 | Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit; Nachweis der Eignung zur maschinellen Schnittholzsartierung. 1989-09 (z.Z. auch Entwurf DIN 4074-4: Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit, Teil 4: Nachweis der Eignung zur maschinellen Schnittholzsartierung. 2001-05) |
| E DIN 4074-5 | Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit; Teil 5: Laubschnittholz. 2001-05 |
- Anmerkung: In diesem Entwurfsdokument bezieht sich jede normative Verweisung auf die Reihe DIN 4074 auf die jeweiligen Entwürfe, falls vorhanden.
- | | |
|------------------------|--|
| DIN 4112 | Fliegende Bauten; Richtlinien für Bemessung und Ausführung. 1983-02 |
| DIN 4420-1 | Arbeits- und Schutzgerüste; Allgemeine Regelungen; Sicherheitstechnische Anforderungen, Prüfungen. 1990-12 |
| DIN 4420-2
1990-12 | Arbeits- und Schutzgerüste; Leitergerüste; Sicherheitstechnische Anforderungen. |
| DIN 4421 | Traggerüste; Berechnung, Konstruktion und Ausführung. 1982-08 |
| DIN 7998 | Gewinde und Schraubenenden für Holzschrauben. 1975-02 |
| DIN 18180 | Gipskartonplatten; Arten, Anforderungen, Prüfung. 1989-02 |
| DIN 18182-2
1987-01 | Zubehör für die Verarbeitung von Gipskartonplatten; Schnellbauschrauben. |
| DIN 18182-3 | Zubehör für die Verarbeitung von Gipskartonplatten; Klammern. 1987-01 |
| DIN 18182-4 | Zubehör für die Verarbeitung von Gipskartonplatten; Nägel. 1987-01 |
| DIN 18 800-1 | Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion. 1990-11 |
| DIN 18800-1/A1 | Stahlbauten; Teil1: Bemessung und Konstruktion; Änderung A1. 1996-02 |

- DIN 50 014 Klimate und ihre technische Anwendung; Normalklimate. 1985-07
- DIN 55 928-8 Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungen und Überzüge; Korrosionsschutz von tragenden dünnwandigen Bauteilen. 1994-07
- DIN 68 140-1 Keilzinkenverbindungen von Holz; Keilzinkenverbindungen von Nadelholz für tragende Bauteile. 1998-02
- DIN 68140-1, Berichtigung 1 Berichtigungen zu DIN 68140-1: 1998-02. 1999-10
- DIN 68705-3 Sperrholz; Bau-Furniersperrholz. 1981-12
- DIN 68705-5 Sperrholz; Bau-Furniersperrholz aus Buche. 1980-10
- DIN 68754-1 Harte und mittelharte Holzfaserverleimplatten für das Bauwesen; Holzwerkstoffklasse 20. 1976-02
- DIN 68763 Spanplatten; Flachpressplatten für das Bauwesen; Begriffe, Anforderungen, Prüfung, Überwachung. 1990-09
- DIN 68800-1 Holzschutz im Hochbau; Allgemeines. 1974-05
- DIN 68800-2 Holzschutz; Teil2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau. 1996-05
- DIN 68800-3 Holzschutz; Vorbeugender chemischer Holzschutz. 1990-04 (teilweise ersetzt durch DIN EN 335-1, DIN EN 335-2, DIN EN 350-1, DIN EN 350-2, DIN EN 460. 1990-04.)
- DIN 68800-4 Holzschutz; Bekämpfungsmaßnahmen gegen holzzerstörende Pilze und Insekten. 1992-11
- DIN 68800-5 Holzschutz im Hochbau; Vorbeugender chemischer Schutz von Holzwerkstoffen. 1978-05 (z.Z. auch Entwurf: Holzschutz; Vorbeugender chemischer Schutz von Holzwerkstoffen. 1990-01)

Europäische Normen und ISO-Normen

- DIN EN 300 Platten aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen (OSB); Definitionen; Klassifizierung und Anforderungen, 1997-06
- DIN EN 302-1 Klebstoffe für tragende Holzbauteile; Prüfverfahren; Teil 1: Bestimmung der Klebefestigkeit durch Längszugscherprüfung; 1992-08 (z.Z. auch Entwurf: DIN EN 302-1: Klebstoffe für tragende Holzbauteile; Prüfverfahren; Teil 1: Bestimmung der Längszugscherfestigkeit; 2001-04)
- DIN EN 312-4 Spanplatten; Anforderungen; Teil 4: Anforderungen an Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Trockenbereich. 1996-11
- DIN EN 312-5 Spanplatten; Anforderungen; Teil 5: Anforderungen an Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Feuchtbereich. 1997-06
- DIN EN 312-6 Spanplatten; Anforderungen; Teil 6: Anforderungen an hochbelastbare Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Trockenbereich. 1996-11
- DIN EN 312-7 Spanplatten; Anforderungen; Teil 7: Anforderungen an hochbelastbare Platten für tragende Zwecke zur Verwendung im Feuchtbereich. 1997-06
- DIN EN 336 Bauholz für tragende Zwecke; Nadelholz und Pappelholz; Maße, zulässige Abweichungen. 1996-04 (z.Z. auch Entwurf 2001-01)
- DIN EN 338 Bauholz für tragende Zwecke; Festigkeitsklassen. 1996-07 (z.Z. auch Entwurf 2001-02)
- DIN EN 383 Holzbauwerke; Prüfverfahren: Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit und Betätigungswerte für stiftförmige Verbindungsmittel. 1993-10
- DIN EN 385 Keilzinkenverbindungen im Bauholz; Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung. 2002-03
- DIN EN 386 Brettschichtholz; Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung. 2002-04
- DIN EN 387 Brettschichtholz; Universal-Keilzinkenverbindungen; Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung. 2002-04
- DIN EN 390 Brettschichtholz; Maße; Grenzabmaße. 1995-03
- DIN EN 392 Brettschichtholz; Scherprüfung der Leimfugen. 1996-04
- DIN EN 409 Holzbauwerke; Prüfverfahren; Bestimmung des Fließmoments von stiftförmigen Verbindungsmitteln; Nägel. 1993-10
- DIN EN 622-2 Faserplatten; Anforderungen; Teil 2: Anforderungen an harte Platten. 1997-08
- DIN EN 622-3 Faserplatten; Anforderungen; Teil 3: Anforderungen an mittelharte Platten. 1997-08

- DIN EN 634-1 1995-04 Zementgebundene Spanplatten; Anforderungen; Teil1: Allgemeine Anforderungen.
- DIN EN 634-2 1996-10 Zementgebundene Spanplatten; Anforderungen; Teil 2: Anforderungen an Portlandzement (PZ) gebundene Spanplatten zur Verwendung im Trocken-, Feucht- und Außenbereich.
- DIN EN 912 2001-02 Holzverbindungsmitel; Spezifikationen für Dübel besonderer Bauart für Holz (enthält Berichtigung AC:2000).
- DIN EN 1194 1999-05 Holzbauwerke; Brettschichtholz; Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte.
- DIN EN 1382 2000-03 Holzbauwerke; Prüfverfahren; Ausziehtragfähigkeit von Holzverbindungsmiteln.
- DIN EN 1383 2000-03 Holzbauwerke; Prüfverfahren; Prüfung von Holzverbindungsmiteln auf Kopfdurchziehen.
- DIN EN 1562 1997-08 Gießereiwesen; Temperguss.
- DIN EN 1706 1998-06 Aluminium und Aluminiumlegierungen; Gussstücke; Chemische Zusammensetzung und mechanische Eigenschaften.
- DIN EN 1912 1998-08 Bauholz für tragende Zwecke; Festigkeitsklassen; Zuordnung von visuellen Sortierklassen und Holzarten.
- DIN EN 10025 2000-12 Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustählen; Technische Lieferbedingungen (enthält Änderung A1: 1993). 1994-03 (z.Z. auch Entwürfe zur Normreihe DIN EN 10025-1 bis 6).
- DIN EN 10131 1992-01 Kaltgewalzte Flacherzeugnisse ohne Überzug aus weichen Stählen sowie aus Stählen mit höherer Streckgrenze zum Kaltumformen; Grenzabmaße und Formtoleranzen.
- DIN EN 10139 1997-12 Kaltband ohne Überzug aus weichen Stählen zum Kaltumformen; Technische Lieferbedingungen.
- DIN EN 10230-1 2000-01 Nägel aus Stahldraht; Lose Nägel für allgemeine Verwendungszwecke.
- DIN EN 10268 1999-02 Kaltgewalzte Flacherzeugnisse mit hoher Streckgrenze zum Kaltumformen aus mikrolegierten Stählen; Technische Lieferbedingungen.
- DIN EN 12369-1 2001-04 Holzwerkstoffe; Charakteristische Werte für die Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken; OSB, Spanplatten und Faserplatten.
- E DIN EN 13271 1998-10 Holzverbindungsmitel; Charakteristische Tragfähigkeiten und Verschiebungsmoduln für Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart.
- DIN EN 20898-1 1999-08 Mechanische Eigenschaften von Verbindungsmitteln aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl; Schrauben.
- DIN EN 28 970 1991-07 Holzbauwerke; Prüfung von Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Anforderungen an die Rohdichte des Holzes.
- DIN EN ISO 12944-2 1998-07 Beschichtungssysteme; Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme; Teil 2: Einteilung der Umgebungsbedingungen.
- DIN EN ISO 12944-5 1998-07 Beschichtungssysteme; Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme; Teil 5: Beschichtungssysteme.
- ISO 1000 1992-11 SI-Einheiten und Festlegung für die Anwendung ihrer Vielfachen und einiger anderer Einheiten.

3 Begriffe und Formelzeichen

(1) Für die Anwendung dieser Norm wird auf die allgemeinen Definitionen, die Begriffe für Einwirkungen und Widerstände sowie die Begriffe zum Sicherheitskonzept nach DIN 1055-100 verwiesen. Weitere holzbauspezifische Begriffe sind nachfolgend aufgeführt.

3.1 Begriffe

3.1.1 Anschluss

In einem Anschluss werden ein Stab mit einem Stab oder ein Stab mit einem Verbindungselement durch mechanische Verbindungsmittel, Kontakt oder Klebung verbunden.

3.1.2 Balkenschichtholz

besteht aus zwei oder drei flachseitig faserparallel miteinander verklebten Einzelhölzern gleicher Querschnittsmaße aus bestimmten Nadelhölzern.

3.1.3 Brettschichtholz (BSH)

besteht aus flachseitig faserparallel miteinander verklebten Brettern oder Brettlagen (Lamellen).

3.1.4 Dachschalungen

tragende, flächenartige Bauteile aus Brettern, Bohlen oder Holzwerkstoffen, die die Dachhaut tragen und nur zu Reinigungs-, Instandhaltungs- und Wartungsarbeiten begangen werden.

3.1.5 Gipskartonplatten

Werksmäßig gefertigte, im wesentlichen aus Gips bestehende Bauplatten, deren Flächen und Längskanten mit einem festhaftenden, dem Verwendungszweck entsprechenden Karton ummantelt sind.

3.1.6 Gleichgewichtsfeuchte

diejenige Holzfeuchte, bei der Holz weder Feuchte an die umgebende Luft abgibt noch Feuchte aus der umgebenden Luft aufnimmt.

3.1.7 Hauptrichtung einer Nagelplatte

Richtung der größten Plattentragfähigkeit bei Zugbeanspruchung.

3.1.8 Holzfeuchte

die Masse des im Holz enthaltenen Wassers, ausgedrückt als Anteil der Trockenmasse des Holzes. Im Sinne dieser Norm bezeichnet die Holzfeuchte auch die Feuchte von Holzwerkstoffen.

3.1.9 Holztafeln

Verbundkonstruktionen unter Verwendung von Rippen aus Bauschnittholz, Brettschichtholz oder Holzwerkstoffen und mittragenden oder aussteifenden Beplankungen aus Vollholz oder Holzwerkstoffen, die ein- oder beidseitig angeordnet sein können. Die Belastungsarten der Holztafeln sind in Bild 1 dargestellt.

3.1.10 Holzwerkstoffe

im Sinne dieser Norm sind Furnierschichtholz, Brettsperrholz, Baufurniersperrholz, OSB-Platten, kunstharzgebundene Holzspanplatten, zementgebundene Holzspanplatten, Holzfaserplatten und Gipskartonplatten.

3.1.11 Normalrohdichte

Diejenige Rohdichte, die das Holz im Zustand der Gleichgewichtsfeuchte im Normalklima 20/65 nach DIN 50014 besitzt.

3.1.12 Rollschub

Schubspannung, die in einer Ebene rechtwinklig zur Faserrichtung zu Gleitungen führt.

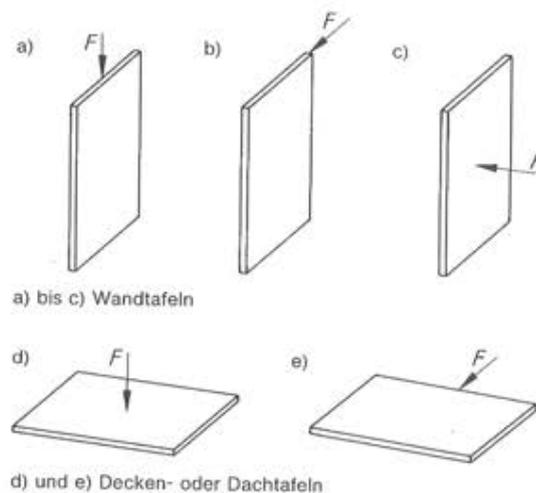


Bild 1: Tragende Tafeln, Belastungsarten

3.1.13 Stoß

Verbindung zweier Stäbe identischen Querschnitts mit gerade durchlaufender Stabachse.

3.1.14 Tafeln

bestehen aus einem Verbund von Rippen und ein- oder beidseitiger ebener Beplankung aus Gips- oder Holzwerkstoffplatten. Der Verbund erfolgt durch mechanische Verbindungsmittel oder durch Klebung. Tafeln können aus einzelnen Tafелеlementen zusammengesetzt sein.

3.1.15 Verbindung

In einer Verbindung werden mehrere Stäbe durch einen Anschluss (direkt) oder durch je einen Anschluss an mindestens ein Verbindungselement (indirekt) zusammengefügt.

3.1.16 Vollholz (VH)

Rundhölzer und Bauschnitthölzer aus Nadel- und Laubholz. Bauschnitthölzer werden unterschieden nach Kanthölzern, Bohlen, Brettern und Latten.

3.1.17 Verbundträger

sind Stäbe, deren Tragfähigkeit und Steifigkeit sich aus dem Zusammenwirken mehrerer Einzelstäbe ergibt, die sich über die Länge des Verbundträgers erstrecken. Der Verbund erfolgt durch mechanische Verbindungsmittel oder durch Klebung.

3.2 Formelzeichen

Die Formelzeichen bestehen meist aus einem Hauptsymbol (Hauptzeiger) und einem oder mehreren Fußzeigern, die das jeweilige Hauptsymbol näher kennzeichnen. Nur häufig vorkommende Formelzeichen werden hier definiert. Weitere in dieser Norm verwendete Formelzeichen werden jeweils unmittelbar nach der Formel, in der sie verwendet werden, oder im zugehörigen Text näher erläutert.

3.2.1 Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche; Anschlussfläche; Faktor
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft; Einzellast
G	Schubmodul
I	Flächenmoment 2. Grades (Flächenträgheitsmoment)
K	Verschiebungsmodul; Federsteifigkeit; Steifigkeit einer Einzelabstützung
M	Moment; Biegemoment
N	Normalkraft

Q	veränderliche Einwirkung
R	Widerstand; Tragwiderstand; Tragfähigkeit
T	Torsionsmoment; Schubkraft
V	Querkraft
X	Baustoffeigenschaft allgemein

3.2.2 Kleine lateinische Buchstaben

a	geometrische Größe allgemein; Abstand; Überstand; Feldlänge;
b	Querschnittsbreite; Querschnittsdicke; Breite eines Bauteiles; Trägerbreite; lichter Abstand
d	Platten- oder Scheibendicke; Durchmesser stiftförmiger Verbindungsmittel; Durchmesser von Stahlstäben; Lochdurchmesser
e	Ausmitte; Mittenabstand
f	Festigkeit
h	Querschnittshöhe; Querschnittsdicke; Tragwerkshöhe; Rahmenstielhöhe; Einlass-/Einpresstiefe von Dübeln besonderer Bauart
i	Trägheitsradius
k	Beiwert; Systembeiwert; Hilfsgröße allgemein
ℓ	Länge allgemein; Spannweite; Feldlänge; Eindringtiefe bei Verbindungsmitteln; Abstand
m	Anzahl (Hilfsgröße); bezogenes Moment
n	Anzahl; bezogene Normalkraft
q	Gleichstreckenlast; bezogene Querkraft
r	Radius allgemein; Ausrundungsradius; Krümmungsradius
s	Schneelast; Abstand von Verbindungsmitteln bei kontinuierlicher Verbindung
t	Dicke allgemein; Lamellendicke in Brettschichtholz; Eindringtiefe bei Verbindungsmitteln; Einschnitttiefe; Schubfluss
u, v, w	Verformung; Durchbiegung; Überhöhung in Richtung der Koordinaten
x, y, z	Koordinaten, insbesondere bei Flächentragwerken

3.2.3 Griechische Buchstaben

α	Winkel; Verhältniswert
β	Winkel; Knicklängenbeiwert; Hilfsgröße; Verhältniswert
γ	Teilsicherheitsbeiwert; Abminderungsbeiwert; Winkel
δ	Dachneigungswinkel
η	Hilfsgröße; Beiwert
λ	Schlankheitsgrad
μ	Reibungskoeffizient; Beiwert
ρ	Rohdichte
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung; Torsionsspannung; Rollschubspannung
φ	Winkel der Schrägstellung
ψ	Kombinationsbeiwert

3.2.4 Fußzeiger

G	ständige Einwirkung
H	Hirnholz
M	Material, Baustoff; Biegemoment
Q	veränderliche Einwirkung
R	Tragwiderstand; Rollschub
V	Querkraft
Z	Zapfen
b	Bolzen; Passbolzen
c	Druck; Knicken; Abstand bei Ausklinkungen; Dübel besonderer Bauart
d	Bemessungswert; Durchbruch in Biegestäben
e	Einlasstiefe/Einpresstiefe bei Dübeln besonderer Bauart
f	Gurt
g	Gruppe (von Verbindungsmitteln)

h	Lochleibung
i	i-ter Querschnittsteil
j	Verbindung
k	charakteristischer Wert; Klebfuge; Kraglänge
ℓ	Lastverteilung
m	Biegung; Kippen
n	netto
o	oben
p	Querpressung; Nagelspitze
r	Rippe (bei Tafeln) Reihe (bei Anschlussbildern); Rand;
s	Spalte (bei Anschlussbildern)
t	Zug; Torsion
u	Bruchzustand; unten
v	Schub; Verbindungsmittel; Vorholz; Versatz
w	Steg
y	Fließ-
ad	Haftung; Verankerung
ap	First
ax	in Richtung der Stiftachse
ef	wirksam
in	innerer
la	rechtwinklig zur Stiftachse
crit	kritisch
def	Verformung
fin	Endwert
inf	unterer Wert
lam	Lamelle
max	größter Wert
min	kleinster Wert
mod	Modifikation
nom	Nennwert
red	abgeminderter Wert; Abminderung
rel	bezogen
req	erforderlicher Wert
ser	Gebrauchszustand
tor	Torsion
tot	gesamt
inst	Anfangswert
mean	mittlerer Wert
0	in Faserrichtung; Bezugswert; lastfreier Zustand
90	rechtwinklig zur Faserrichtung
α	Winkel zur Faserrichtung
05	5%-Quantil

3.3 Beispiele für zusammengesetzte Formelzeichen

3.3.1 Große lateinische Buchstaben mit Fußzeiger

$E_{0,mean}$	mittlerer Elastizitätsmodul in Faserrichtung
F_k	charakteristischer Wert einer Einwirkung
$F_{L,90,d}$	Bemessungswert einer Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung
K_{ser}	Verschiebungsmodul für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis
$K_{u,mean}$	Mittelwert des Verschiebungsmoduls im Versagensbereich
$M_{y,k}$	charakteristisches Fließmoment eines Verbindungsmittels
$R_{j,d}$	Bemessungswert einer Verbindung

3.3.2 Kleine lateinische Buchstaben mit Fußzeiger

b_{ef}	wirksame Beplankungsbreite
$f_{c,90,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung
$f_{h,k}$	charakteristische Lochleibungsfestigkeit
h_d	Durchbruchshöhe
h_e	Einlasstiefe oder Einpresstiefe eines Dübels besonderer Bauart
h_{ap}	Querschnittshöhe am First
l_{ad}	Verankerungslänge
$t_{i,max,d}$	Bemessungswert des größten Schubflusses im i-ten Querschnittsteil
t_{req}	erforderliche Mindestdicke

3.3.3 Griechische Buchstaben mit Fußzeiger

γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft
$\lambda_{rel,m}$	bezogener Kippschlankheitsgrad
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Bemessungswert der Druckspannung unter Winkel α zur Faserrichtung
$\sigma_{m,z,d}$	Bemessungswert der Biegespannung um die z-Achse
$\tau_{tor,d}$	Bemessungswert einer Torsionsspannung

3.4 SI-Einheiten

- (1) SI-Einheiten sind in Übereinstimmung mit ISO 1000 anzuwenden
- (2) Für Berechnungen sollten die folgenden Einheiten angewendet werden:

- Kräfte und Lasten	kN, kN/m, kN/m ²
- Wichte	kN/m ³
- Dichte	kg/m ³
- Spannungen und Festigkeiten	N/mm ² (= MN/m ² oder MPa)
- Elastizitäts- und Schubmoduln	N/mm ² (= MN/m ² oder MPa)
- Verschiebungsmoduln	N/mm
- Momente (Biegemomente)	kNm

4 Bautechnische Unterlagen

- (1) Zu den bautechnischen Unterlagen gehören insbesondere

- die statische Berechnung,
- die wesentlichen Zeichnungen, die für die Ausführung des Bauwerks nötig sind,
- eine gegebenenfalls erforderliche Baubeschreibung,
- gegebenenfalls allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen und Prüfzeugnisse,
- falls erforderlich Bauaufnahme bei Bauten im Bestand.

- (2) In der statischen Berechnung müssen alle erforderlichen Baustoffangaben und Lastannahmen sowie alle rechnerischen Nachweise übersichtlich und prüfbar enthalten sein. Alle für die Erstellung der Ausführungszeichnungen notwendigen Angaben müssen eindeutig entnehmbar sein.

- (3) Für Bauteile und Verbindungen, die offensichtlich ausreichend bemessen sind, darf auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden. Für Dachlatten bis zu 1 m Stützweite sind in den berufsgenossenschaftlichen Regeln für das Dachdecker- und Zimmerhandwerk bewährte Querschnittsmaße angegeben. Diese wurden auch in den technischen Regelwerken des Dachdecker- und Zimmerhandwerks berücksichtigt.

- (4) In den Zeichnungen sind alle für die Bauausführung und –abnahme wichtigen Bauteile eindeutig, vollständig und übersichtlich darzustellen. Insbesondere die Maße und Baustoffe der Bauteile, die Ausbildung der Anschlüsse, Stöße und Verbände, die Anzahl und Anordnung der Verbindungsmittel sowie erforderliche Überhöhungen sind anzugeben.

- (5) Angaben, die für Transport und Montage der Bauteile, die Bauausführung oder die Bauwerksunterhaltung notwendig sind, jedoch nicht aus den Zeichnungen entnommen werden können, müssen in einer Baubeschreibung bzw. einer speziellen Montageanleitung enthalten und erläutert sein. Hierzu gehören auch Angaben zum chemischen Holzschutz und zum Korrosionsschutz.

5 Grundlagen für Entwurf und Bemessung

5.1 Allgemeines

- (1) Für die Anwendung dieser Norm gilt das in DIN 1055-100 festgelegte Sicherheitskonzept. In den Abschnitten 5.2 bis 5.3 werden zusätzliche bauartspezifische Festlegungen getroffen. Angaben zu den Einwirkungen enthalten die Normen der Reihe DIN 1055.
- (2) Beim Transport, bei der Lagerung und bei der Montage der Bauteile ist durch geeignete Maßnahmen sicherzustellen, dass sich ihre Feuchte durch Einflüsse aus Bodenfeuchte, Niederschlägen sowie infolge Austrocknung nicht unzutraglich verändert.
- (3) Alle Teile eines Tragwerkes sind so zusammenzufügen und zu montieren, dass kein Teil durch Zwängungen oder sonstige Zustände unzulässig beansprucht wird.

5.2 Tragwiderstand

- (1) Eine Baustoffeigenschaft wird durch einen charakteristischen Wert X_k angegeben, der im allgemeinen einem Quantilwert in einer angenommenen statistischen Verteilung der betrachteten Eigenschaft entspricht.
- (2) Charakteristische Werte der Festigkeitskenngrößen/Baustoffeigenschaften entsprechen
 - 5%-Quantilwerten bei Festigkeitskenngrößen,
 - 5%-Quantilwerten oder Mittelwerten bei Steifigkeitskenngrößen.
- (3) Als Steifigkeitskennwerte sind für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit die Mittelwerte und für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit die durch γ_M geteilten Mittelwerte anzusetzen.
- (4) In einzelnen Fällen (siehe Abschnitt 10.3.1 und 10.3.2) ist für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit der 5%-Quantilwert der Steifigkeitskenngrößen als charakteristischer Wert zu wählen.
- (5) Der Bemessungswert X_d einer Festigkeitseigenschaft ergibt sich im allgemeinen aus:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M} \quad (1)$$

Hierin bedeuten:

- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeitseigenschaft, siehe Abschnitt 5.3, Tabelle 1,
- k_{mod} Modifikationsbeiwert, der den Einfluss der Nutzungsklasse und der Lasteinwirkungsdauer auf die Festigkeitseigenschaften berücksichtigt, siehe Abschnitt 7.1.3 Absatz (1).

5.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit

- (1) Der Einfluss des Modifikationsbeiwertes k_{mod} auf den Bemessungswert der Festigkeitseigenschaft X_d kann bewirken, dass eine Einwirkungskombination maßgebend ist, die nicht den maximalen Bemessungswert der zugehörigen Beanspruchung liefert.
- (2) Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Festigkeitseigenschaften in ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen sind Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Festigkeitseigenschaften in ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen

	1	2
1	Baustoff	γ_M
2	Holz und Holzwerkstoffe	1,3
3	Stahl in Verbindungen	
	- auf Biegung beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel	1,1
	- auf Zug oder Scheren beanspruchte Teile beim Nachweis gegen die Streckgrenze im Nettoquerschnitt	1,25
	- Plattennachweis auf Tragfähigkeit für Nagelplatten	1,25

- (3) Für den Nachweis von Stahlteilen sind die Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 18800-1 zu entnehmen.
- (4) Für außergewöhnliche Bemessungssituationen sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M zu 1,0 anzusetzen.
- (5) Wird ein Systembeiwert $k_T = 1,1$ nach 8.1 (12) zugrunde gelegt, darf beim Nachweis für das Lastverteilungssystem bei Ausfall eines der ähnlichen Bauteile nach 8.1 (13) eine außergewöhnliche Bemessungssituation angenommen werden.

6 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit

6.1 Allgemeines

- (1) Die Forderung nach einem angemessenen dauerhaften Tragwerk gilt als erfüllt, wenn es während der vorgesehenen Lebensdauer seine Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften und mit einem vertretbaren Instandhaltungsaufwand behält.
- (2) Zur Sicherstellung dieser Dauerhaftigkeit muss den möglichen Schadeinflüssen auf die Baustoffe Rechnung getragen werden.
- (3) Dazu sind schon im Entwurfsstadium die Umweltbedingungen des Bauwerks abzuschätzen, um ihre Bedeutung im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit beurteilen und ausreichende Vorkehrungen zum Schutz der Baustoffe treffen zu können.
- (4) Die wichtigsten Schadeinflüsse sind biologische Einwirkungen (z.B. Pilz- oder Insektenbefall) auf die Holzbaustoffe und chemische Einwirkungen (z.B. Korrosion) auf die metallischen Baustoffe.
- (5) Als Vorkehrungen kommen die Auswahl geeigneter Baustoffe mit natürlicher Dauerhaftigkeit, baulich-konstruktive Schutzmaßnahmen sowie Schutzmaßnahmen für die Baustoffe bzw. Baustoffoberflächen in Betracht.

6.2 Holz und Holzwerkstoffe

- (1) Sofern nicht Hölzer mit einer ausreichenden natürlichen Dauerhaftigkeit verwendet werden, sollten zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit - insbesondere in der Nutzungsklasse 3 - vorrangig die Möglichkeiten des vorbeugenden baulich-konstruktiven Holzschutzes beachtet werden.
- (2) Für den vorbeugenden baulichen und chemischen Holzschutz sind die Normen der Reihe DIN 68800 anzuwenden.
- (3) Zur Verminderung von Schwindrissen und Maßänderungen sind in der Nutzungsklasse 1 die Hölzer mit mittleren Einbaufeuchten von höchstens 20% einzubauen, für die Nutzungsklasse 2 sollte die mittlere Einbaufeuchte höchstens 20% betragen.
- (4) Ist die Holzfeuchte zum Zeitpunkt des vorgesehenen Einbaus wesentlich höher als die in der vorgesehenen Nutzungsklasse zu erwartende Gleichgewichtsfeuchte im Gebrauchszustand, so darf dieses Holz nur dann verwendet werden, wenn es nachtrocknen kann und die Bauteile selbst sowie die angrenzenden Bauteile gegenüber den hierbei auftretenden Schwindverformungen nicht empfindlich sind.

6.3 Metallische Bauteile und Verbindungsmittel

- (1) Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von metallischen Bauteilen und Verbindungsmitteln erfordert Maßnahmen gegen Korrosion, die der zu erwartenden Beanspruchung genügen.
- (2) Als Maßnahmen gegen Korrosion kommen z.B. Metallüberzüge und/oder Beschichtungen oder die Verwendung geeigneter nichtrostender Stähle in Betracht.
- (3) Beispiele für Korrosionsschutzmaßnahmen sind - in Abhängigkeit von der Nutzungsklasse und der Korrosionsbelastung - in Tabelle 2 angegeben. Andere, gleichwertige Maßnahmen sind zulässig.
- (4) Korrosionsgefahr kann auch auftreten bei Kontakt mit gerbstoffreichen Hölzern (z.B. Eiche) und mit imprägnierten Hölzern. Bei imprägnierten Hölzern sollten die Mindestanforderungen nach Tabelle 2, Spalte 3 zugrunde gelegt werden, bei gerbstoffreichen Hölzern wird die Verwendung geeigneter nichtrostender Stähle empfohlen.
- (5) Für Stahlbauteile mit Dicken über 5 mm gelten die Regeln des Stahlhochbaus.

Tabelle 2: Mindestanforderungen an den Korrosionsschutz für metallische Bauteile und Verbindungsmittel

		mittlere Zinkschichtdicke in μm und/oder andere Schutzmaßnahme		
		1	2	3
1		Nutzungsklasse 1 und 2 bei unbedeutender oder geringer Korrosionsbelastung ^{a)}	Nutzungsklasse 1 und 2 bei mäßiger Korrosionsbelastung ^{b)}	Nutzungsklasse 1, 2 und 3 bei starker Korrosionsbelastung ^{c)}
2	Nägeln, Stabdübel, Schrauben, Bolzen, Scheiben, Muttern, Dübel	keine ^{d),e)}	keine ^{d),e)}	55 ^{f)}
3	Eingeklebte Stahlstäbe	Keine ^{g)}	Keine ^{g)}	55 ^{f)}
4	Klammern	7	geeigneter nichtrostender Stahl ^{h)}	geeigneter nichtrostender Stahl ^{h)}
5	Nagelplatten ⁱ⁾	20	25 plus Gelbchromatierung	geeigneter nichtrostender Stahl ^{h)}
6	Stahlbleche mit einer Dicke bis zu 3 mm ^{i),j)}	20	20 plus Beschichtung nach DIN 55 928-8 oder 25 plus Gelbchromatierung	geeigneter nichtrostender Stahl ^{h)} oder Korrosionsschutz nach DIN 55 928-8
7	Stahlbleche mit einer Dicke zwischen 3 und 5 mm	7 ^{k)}	30 ^{k)}	geeigneter nichtrostender Stahl ^{h)} oder Korrosionsschutz nach DIN EN ISO 12 944-5

^{a)} Umgebungsbedingungen C1 und C2 nach DIN EN ISO 12 944-2
^{b)} Umgebungsbedingung C3 nach DIN EN ISO 12 944-2
^{c)} Umgebungsbedingungen C4 und C5-I nach DIN EN ISO 12 944-2
^{d)} Bei einseitigen Dübeln aus Stahlblech muss eine mittlere Zinkschichtdicke von mindestens 55 μm aufgebracht werden.
^{e)} Bei Stahlblech-Holzverbindungen mit außenliegenden Blechen müssen Nägel und Schrauben eine mittlere Zinkschichtdicke von mindestens 8 μm aufweisen.
^{f)} Bei sehr starker Korrosionsbelastung (z.B. Umgebungsbedingung C5-M nach DIN EN ISO 12944-2) sind zusätzliche Maßnahmen erforderlich.
^{g)} Stahlstäbe mit außenliegenden Abschnitten müssen eine mittlere Zinkschichtdicke von mindestens 40 μm aufweisen.
^{h)} Z. B. nichtrostende Stähle für die entsprechenden Widerstandsklassen nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung.
ⁱ⁾ Statt feuerverzinktem Blech darf auch Blech mit Zink-Aluminium-Überzügen gleicher Schichtdicke verwendet werden.
^{j)} Stahlbleche mit einer Dicke bis zu 3 mm dürfen auch mit geschnittenen, unverzinkten Kanten eingesetzt werden.
^{k)} Die übliche Mindestschichtdicke beim Stückverzinken beträgt 50 μm .

7 Baustoffe

7.1 Allgemeines

7.1.1 Nutzungsklassen

(1) Holzbauwerke müssen wegen der physikalischen Eigenschaften der Holzbaustoffe bestimmten Nutzungsklassen zugewiesen werden, die die klimatischen Verhältnisse der Umgebung des Bauwerkes während seiner Lebensdauer kennzeichnen. Das System der Nutzungsklassen ist hauptsächlich zur Zuordnung von Festigkeitswerten und zur Berechnung von Verformungen unter festgelegten Umweltbedingungen notwendig. Vereinfachend werden die drei folgenden Nutzungsklassen festgelegt:

(2) **Nutzungsklasse 1.** Sie ist gekennzeichnet durch eine Holzfeuchte, die einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft entspricht, die nur für einige Wochen pro Jahr einen Wert von 65 % übersteigt, z.B. in allseitig geschlossenen und beheizten Bauwerken.

(3) **Nutzungsklasse 2.** Sie ist gekennzeichnet durch eine Holzfeuchte, die einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft entspricht, die nur für einige Wochen pro Jahr einen Wert von 85 % übersteigt, z.B. bei überdachten, offenen Bauwerken.

(4) **Nutzungsklasse 3.** Sie erfasst Klimabedingungen, die zu höheren Holzfeuchten führen, als in Nutzungsklasse 2 angegeben, z.B. für Konstruktionen, die der Witterung ausgesetzt sind.

ANMERKUNG: In Ausnahmefällen können auch überdachte Bauteile in die Nutzungsklasse 3 einzustufen sein.

7.1.2 Klassen der Lasteinwirkungsdauer

(1) Für Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit werden je nach Einwirkungsdauer Klassen der Lasteinwirkungsdauer unterschieden (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3: Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED)

	1	2
1	Klasse der Lasteinwirkungsdauer	Größenordnung der akkumulierten Dauer der charakteristischen Lasteinwirkung
2	ständig	länger als 10 Jahre
3	lang	6 Monate bis 10 Jahre
4	mittel	1 Woche bis 6 Monate
5	kurz	kürzer als eine Woche
6	sehr kurz	kürzer als eine Minute

(2) Tabelle 4 enthält für die wesentlichsten Einwirkungen nach DIN 1055 ihre Zuordnungen zu einer der Klassen der Lasteinwirkungsdauer.

Tabelle 4: Einteilung der Einwirkungen nach DIN 1055-1 und -3 bis -5, DIN 1055-9 und DIN 1055-10 in Klassen der Lasteinwirkungsdauer (KLED)

	1	2
1	Einwirkung	KLED
2	Eigenlasten nach DIN 1055-1	ständig
3	Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone nach DIN 1055-3 A Wohnflächen B Büroflächen C Flächen, die der Ansammlung von Personen dienen können (mit Ausnahme von unter A, B, D und E festgelegten Kategorien) D Ladenflächen E Fabriken und Werkstätten, Ställe, Flächen, auf denen Anhäufungen von Gütern stattfinden können und deren Zugänge F Balkone G Treppen H nicht begehbare Dächer, außer für übliche Erhaltungsmaßnahmen, Reparaturen J Verkehrs- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge (Gesamtlast ≤ 30 kN) K Flächen für den Betrieb mit Gegengewichtsstaplern L Hubschrauber-Regellasten	mittel mittel kurz mittel lang kurz mittel kurz mittel mittel kurz
4	Horizontale Nutzlasten nach DIN 1055-3 A Horizontale Nutzlasten infolge von Personen auf Brüstungen, Geländer und anderen Konstruktionen, die als Absperrung dienen B Horizontallasten zur Erzielung einer ausreichenden Längs- und Quersteifigkeit C Horizontallasten für Hubschrauberlandeplätze auf Dachdecken, für horizontale Nutzlasten für den Überrollschutz	kurz a) kurz sehr kurz
5	Windlasten nach DIN 1055-4	kurz
6	Schneelast und Eislast nach DIN 1055-5 Geländehöhe des Bauwerkstandortes über NN ≤ 1000 m Geländehöhe des Bauwerkstandortes über NN > 1000 m	kurz mittel
7	Anpralllasten nach DIN 1055-9	sehr kurz
8	Horizontallasten aus Kran- und Maschinenbetrieb	kurz
	a) entsprechend den zugehörigen Lasten	

Anmerkung: Die Angaben in Tabelle 4 sind nach Erscheinen neuerer Ausgaben der Normenreihe DIN 1055 zu überprüfen.

(3) Indirekte Einwirkungen aus Temperatur- und Feuchteänderungen sind der Klasse der Lasteinwirkungsdauer mittel zuzuordnen.

(4) Indirekte Einwirkungen aus ungleichmäßigen Setzungen sind der Klasse der Lasteinwirkungsdauer ständig zuzuordnen.

(5) Bei Holzbauteilen darf der Einfluss von Temperaturänderungen vernachlässigt werden.

7.1.3 Modifizierung der Baustoffeigenschaften

(1) Der Einfluss der Nutzungsklasse und der Klasse der Lasteinwirkungsdauer auf die Festigkeitseigenschaften werden in Gleichung (1) durch den Modifikationsbeiwert k_{mod} berücksichtigt. Bei Lastkombinationen aus Einwirkungen, die zu verschiedenen Klassen der Lasteinwirkungsdauer gehören, gilt die Einwirkung mit der kürzesten Dauer als maßgebend; z.B. sind für eine ständige und eine Kurzzeitbelastung die Regeln für die Kurzzeitbelastung maßgebend. Rechenwerte für die Modifikationsbeiwerte k_{mod} sind der Tabelle M. 1 zu entnehmen.

ANMERKUNG: Dabei sind sämtliche Lastfallkombinationen zu überprüfen (siehe 5.3 (1)).

(2) Auswirkungen infolge Kriechens der Holzbaustoffe werden in Abhängigkeit von der Nutzungsklasse rechnerisch durch die Verformungsbeiwerte k_{def} berücksichtigt. Bei Lastkombinationen aus Einwirkungen, die zu verschiedenen Klassen der Lasteinwirkungsdauer gehören, sind die Verformungsanteile aus den verschiedenen Einwirkungen mit den jeweils entsprechenden Werten für k_{def} zu ermitteln. Rechenwerte für die Verformungsbeiwerte k_{def} sind Tabelle M. 2 zu entnehmen.

7.1.4 Gleichgewichtsfeuchten

(1) Als Gleichgewichtsfeuchte im Gebrauchszustand gilt die im Mittel sich einstellende Feuchte im Bauwerk.

Als Gleichgewichtsfeuchten der Holzbaustoffe gelten die in Tabelle M. 3 angegebenen Werte der Holzfeuchten.

7.1.5 Schwind- und Quellmaße

(1) Für die jeweiligen Holzbaustoffe sind die Rechenwerte für die Schwind- und Quellmaße je Prozent Feuchteänderung in Tabelle M. 4 angegeben. Sie gelten für unbehindertem Schwinden und Quellen.

(2) Bei behindertem Quellen können infolge Zwang geringere Quellmaße als die angegebenen wirksam werden. Das gilt bei Holzwerkstoffen auch für behindertes Schwinden.

7.2 Vollholz

7.2.1 Sortierung

(1) Vollholz muss nach einem visuellen oder maschinellen Sortierverfahren festigkeitssortiert sein. Die maschinellen Sortierverfahren müssen die Anforderungen nach DIN 4074-3 und DIN 4074-4 erfüllen.

7.2.2 Charakteristische Werte

(1) Für die Holzarten (Handelsnamen) Fichte, Tanne, Kiefer und Lärche mit Herkunft aus Mittel-, Nord- und Osteuropa sowie für Douglasie mit Herkunft aus Deutschland, die nach DIN 4074-1 bzw. DIN 4074-2 sortiert sind, sind die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte der Festigkeitsklassen CD 16 bis CD 40 nach Tabelle M. 5 zu verwenden. Die Zuordnung der Sortierklassen nach DIN 4074-1 und -2 zu diesen Festigkeitsklassen enthält die Tabelle M. 6.

(2) Für die Holzarten (Handelsnamen) Eiche und Buche mit Herkunft aus Mittel-, Nord- und Osteuropa, die nach DIN 4074-5 sortiert sind, sind die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte der Festigkeitsklassen DD 30 bis DD 40 nach Tabelle M. 7 zu verwenden. Die Zuordnung der Sortierklassen nach DIN 4074-5 zu diesen Festigkeitsklassen enthält die Tabelle M. 8.

(3) Für andere als in den Absätzen (1) und (2) geregelte Hölzer sind charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Nadelholz und für Laubschnittholz in einem System von Festigkeitsklassen in DIN EN 338 angegeben.

(4) Die Zuordnung von visuell sortiertem Vollholz nach (3) zu einer Festigkeitsklasse ist in Abhängigkeit von der Herkunft und der Sortierklasse der DIN EN 1912 zu entnehmen.

7.2.3 Vollholzmaße

- (1) Tragende einteilige Einzelquerschnitte von Vollholzbauteilen müssen mindestens eine Nenndicke von 24 mm und mindestens 1400 mm² (Dachlatten 1100 mm²) Querschnittsfläche haben.
- (2) Die Abweichungen der Querschnittsmaße von den Nennmaßen müssen innerhalb der Grenzen der Maßtoleranzklasse 2 nach DIN EN 336 liegen.
- (3) Die Nennmaße a_{nom} sind auf eine Holzfeuchte von 20 % bezogen.

7.2.4 Wirksame Querschnittswerte und Querschnittsschwächungen

- (1) Der wirksame Querschnitt und die geometrischen Eigenschaften eines tragenden Bauteiles sind mit den Nennmaßen zu berechnen.
- (2) Querschnittsschwächungen sind rechnerisch zu berücksichtigen. Bei stiftförmigen Verbindungsmitteln ist bei vorgebohrten Hölzern der Bohrlochdurchmesser und bei nicht vorgebohrten Hölzern der Nenndurchmesser zu verwenden. Ausgenommen sind Querschnittsschwächungen verursacht durch
 - Baumkanten, die nicht breiter sind als in DIN 4074-1 zugelassen,
 - Nägel mit Durchmessern bis zu 6 mm, wenn die Nägel ohne Vorbohren eingetrieben sind,
 - Holzschrauben mit Durchmessern bis zu 8 mm, wenn die Holzschrauben ohne Vorbohren eingedreht sind,
 - Löcher und Aussparungen, wenn sie in der Druckzone von Holzbauteilen liegen und wenn sie mit einem Baustoff ausgefüllt sind, dessen Steifigkeit mindestens der des Holzes oder Holzwerkstoffes entspricht,
- (3) Bei Verbindungen mit mehreren Verbindungsmittelreihen sind zur Bestimmung des wirksamen Querschnittes alle Löcher zu berücksichtigen, die weniger als der halbe Mindestabstand der Verbindungsmittel in Faserrichtung von dem betrachteten Querschnitt entfernt liegen. Alle versetzt angeordneten Querschnittsschwächungen innerhalb eines Bereiches von 150 mm sind als in einem Querschnitt wirkend zusammenzufassen. Dabei dürfen stiftförmige Verbindungsmittel, die jeweils um bis zu $0,5 \cdot d$ gegenüber der Risslinie versetzt sind, als hintereinander liegend angesehen werden.
- (4) Bei örtlichen Schwächungen mit höchstens 10 % der Bruttoquerschnittsfläche darf die Berechnung des Netto-Flächenmomentes 2. Grades (Netto-Trägheitsmoment) hinreichend genau auf die Schwerlinie des ungeschwächten Querschnittes bezogen werden.

7.3 Brettschichtholz

7.3.1 Anforderungen

- (1) Brettschichtholz muss die Anforderungen nach DIN EN 386 und DIN EN 1194 erfüllen.
- (2) Für die Herstellung von Brettschichtholz sind die folgenden Nadelholzarten zulässig:

Fichte (*Picea abies*), Tanne (*Abies alba*), Kiefer (*Pinus sylvestris*), Lärche (*Larix decidua*; *Larix europaea*), Douglasie (*Pseudotsuga menziesii*), Southern Pine (*Pinus echinata*; *Pinus elliotii*; *Pinus palustris*; *Pinus taeda*), Western Hemlock (*Tsuga heterophylla*), Yellow Cedar (*Chamaecyparis nootkatensis*).
- (3) Je nach Lamellenaufbau wird zwischen homogenem und kombiniertem Brettschichtholz unterschieden. Bei homogenem Brettschichtholz gehören alle Brettlamellen der gleichen Festigkeitsklasse an, bei kombiniertem Brettschichtholz gehören die inneren und die äußeren Brettlamellen unterschiedlichen Festigkeitsklassen an. Die äußeren Brettlamellen umfassen die Bereiche von 1/6 der Trägerhöhe auf beiden Seiten, mindestens jedoch zwei Brettlamellen.
- (4) Andere Lamellenaufbauten dürfen verwendet werden.

7.3.2 Charakteristische Werte

- (1) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für homogenes und kombiniertes Brettschichtholz sind in einem System von Festigkeitsklassen in DIN EN 1194 angegeben. Diese Werte gelten auch für Brettschichtholz aus drei Lamellen.
- (2) Für Brettschichtholz mit einem Lamellenaufbau nach Tabelle M. 10 aus nach DIN 4074-1 sortierten Brettern der Holzarten (Handelsnamen) Fichte, Tanne, Kiefer und Lärche mit Herkunft aus Mittel-, Nord- und Osteuropa sowie Douglasie mit Herkunft aus Deutschland, sind die charakteristischen Festigkeits-, Steifig-

keits- und Rohdichtekennwerte der Festigkeitsklassen BS 24h bis BS 36h bzw. BS 24c bis BS 36c nach Tabelle M. 9 zu verwenden.

(3) Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Brettschichtholz mit anderem Lamellenaufbau sind unter Zugrundelegen der Angaben in DIN EN 1194 nach der Verbundtheorie zu ermitteln. Der charakteristische Rohdichtekennwert darf wie für homogenes Brettschichtholz aus der niedrigsten Festigkeitsklasse im Querschnitt angenommen werden.

7.3.3 Brettschichtholzmaße

(1) Es gilt DIN EN 390.

7.3.4 Wirksame Querschnittswerte und Querschnittsschwächungen

(1) Es gilt Abschnitt 7.2.4 sinngemäß.

7.4 Balkenschichtholz

(1) Balkenschichthölzer bedürfen eines Nachweises der Verwendbarkeit durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen, in denen der Aufbau, die Balkendicken sowie die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte, die Maße und die wirksamen Querschnittswerte und Querschnittsschwächungen festgelegt sind.

7.5 Furnierschichtholz

(1) Furnierschichthölzer bedürfen eines Nachweises ihrer Verwendbarkeit durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen, in denen der Plattenaufbau, die Furnierdicken sowie die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte festgelegt sind.

7.6 Brettsperrholz (Mehrschichtige Massivholzplatten)

(1) Brettsperrholz bedarf eines Nachweises seiner Verwendbarkeit durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen, in denen der Plattenaufbau, die Schichtdicken sowie die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte festgelegt sind.

7.7 Baufurniersperrholz

7.7.1 Anforderungen

(1) Baufurniersperrholz muss die Anforderungen nach DIN 68705-3 oder -5 erfüllen.

(2) Baufurniersperrholz des Plattentyps BFU 20 nach DIN 68705-3 darf nur in der Nutzungsklasse 1 verwendet werden.

(3) Baufurniersperrholz des Plattentyps BFU 100 nach DIN 68705-3 und BFU-BU100 nach DIN 68705-5 darf nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

(4) Baufurniersperrholz des Plattentyps BFU 100G nach DIN 68705-3 und BFU-BU 100G nach DIN 68705-5 darf in den Nutzungsklassen 1, 2 und 3 verwendet werden.

(5) Baufurniersperrholz muss, sofern es nur Aussteifungszwecken dient, aus mindestens drei Lagen, für alle sonstigen tragenden Bauteile aus mindesten fünf Lagen bestehen.

(6) Mittragende Beplankungen von Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart dürfen auch aus drei Lagen bestehen, jedoch nicht bei Decken- und Dachscheiben, wenn deren Scheibenwirkung bei der Bemessung zu berücksichtigen ist.

7.7.2 Charakteristische Werte

(1) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Baufurniersperrholz nach DIN 68705-3 sind in Tabelle M. 11 angegeben.

(2) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Baufurniersperrholz aus Buche nach DIN 68705-5 sind in Tabelle M. 12 angegeben.

7.7.3 Mindestdicken

(1) Die Mindestdicke tragender Platten aus Baufurniersperrholz, auch die der Beplankungen von Holztafeln, beträgt 6 mm.

7.8 OSB-Platten (Oriented Strand Board)

7.8.1 Anforderungen

- (1) OSB-Platten müssen die Anforderungen nach DIN EN 300 erfüllen.
- (2) OSB-Platten des Plattentyps OSB/2 nach DIN EN 300 dürfen nur in der Nutzungsklasse 1 verwendet werden.
- (3) OSB-Platten der Plattentypen OSB/3 oder OSB/4 nach DIN EN 300 dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

7.8.2 Charakteristische Werte

- (1) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für OSB-Platten der Typen OSB/2 und OSB/3 nach DIN EN 300 sind in Tabelle M. 13 angegeben.
- (2) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für OSB-Platten des Typs OSB/4 nach DIN EN 300 sind in Tabelle M. 14 angegeben.

7.8.3 Mindestdicken

(1) Die Mindestdicke tragender OSB-Platten beträgt 8 mm, bei nur aussteifenden Beplankungen von Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart 6 mm.

7.9 Kunstharzgebundene Holzspanplatten

7.9.1 Anforderungen

- (1) Kunstharzgebundene Holzspanplatten müssen die Anforderungen nach DIN 68763 oder nach DIN EN 312-4 bis -7 erfüllen.
- (2) Kunstharzgebundene Holzspanplatten (Flachpressplatten für das Bauwesen) des Plattentyps FP-V 20 nach DIN 68763 sowie Spanplatten für tragende Zwecke nach DIN EN 312-4 und -6 dürfen nur in der Nutzungsklasse 1 verwendet werden.
- (3) Kunstharzgebundene Holzspanplatten (Flachpressplatten für das Bauwesen) der Plattentypen FP-V 100 und FP-V 100G nach DIN 68763 sowie Spanplatten für tragende Zwecke nach DIN EN 312-5 und -7 dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

7.9.2 Charakteristische Werte

- (1) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für kunstharzgebundene Holzspanplatten (Flachpressplatten für das Bauwesen) nach DIN 68763 sind in Tabelle M. 15 angegeben.
- (2) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für kunstharzgebundene Holzspanplatten (Spanplatten für tragende Zwecke) nach DIN EN 312-4 bis -7 sind in DIN EN 12369 angegeben.

7.9.3 Mindestdicken

(1) Die Mindestdicke kunstharzgebundener Spanplatten für tragende Zwecke beträgt 8 mm, bei nur aussteifenden Beplankungen von Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart 6 mm.

7.10 Zementgebundene Holzspanplatten

7.10.1 Anforderungen

(1) Zementgebundene Holzspanplatten für tragende und aussteifende Zwecke müssen die Anforderungen nach DIN EN 634-1 und -2 erfüllen. Sie dürfen in allen Nutzungsklassen verwendet werden.

7.10.2 Charakteristische Werte

(1) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für zementgebundene Holzspanplatten nach DIN EN 634-1 und -2 sind in Tabelle M. 16 angegeben.

7.10.3 Mindestdicken

- (1) Die Mindestdicke zementgebundener Holzspanplatten für tragende Zwecke beträgt 8 mm.
- (2) Bei Verwendung ungeschliffener Platten sind die Abmaße nach DIN EN 634-1 zu beachten.

7.11 Holzfaserplatten

7.11.1 Anforderungen

- (1) Holzfaserplatten müssen die Anforderungen nach DIN 68754-1 oder nach DIN EN 622-2 und -3 erfüllen.
- (2) Holzfaserplatten der Plattentypen HFH 20 und HFM 20 nach DIN 68754 -1 sowie MBH.LA2 nach DIN EN 622-3 dürfen für tragende und aussteifende Zwecke nur in der Nutzungsklasse 1 verwendet werden. Hinsichtlich der Scheibenwirkung von Decken- und Dachtafeln dürfen Holzfaserplatten nicht verwendet werden. Platten des Plattentyps HFH 20 müssen eine Rohdichte von mindestens 950 kg/m^3 , solche des Plattentyps HFM 20 eine Rohdichte von mindestens 650 kg/m^3 besitzen.
- (3) Holzfaserplatten der Plattentypen HB.HLA2 nach DIN EN 622 -2 dürfen für tragende und aussteifende Zwecke nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

7.11.2 Charakteristische Werte

- (1) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Holzfaserplatten nach DIN 68754-1 sind in Tabelle M. 17 angegeben.
- (2) Charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Holzfaserplatten nach DIN EN 622-2 und -3 sind in DIN EN 12369 angegeben.

7.11.3 Mindestdicken

- (1) Die Mindestdicke von Holzfaserplatten des Plattentyps HFH 20 nach DIN 68754-1 und von Holzfaserplatten nach DIN EN 622-2 für tragende und aussteifende Zwecke beträgt 4 mm.
- (2) Die Mindestdicke von Holzfaserplatten des Plattentyps HFM 20 nach DIN 68754-1 und von Holzfaserplatten nach DIN EN 622-3 für tragende und aussteifende Zwecke beträgt 6 mm.

7.12 Gipskartonplatten

7.12.1 Anforderungen

- (1) Gipskartonplatten müssen die Anforderungen nach DIN 18180 erfüllen.
- (2) Gipskartonplatten der Plattentypen GKB und GKF nach DIN 18180 dürfen nur in der Nutzungsklasse 1, Gipskartonplatten der Plattentypen GKBI und GKFI dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.
- (3) Gipskartonplatten nach DIN 18180 dürfen für aussteifende Bepunktungen ohne rechnerischen Nachweis verwendet werden, wenn der vorgeschriebene Abstand der Verbindungsmittel nach Tabelle 10 für Nägel und Tabelle 13 für Klammern eingehalten ist.

7.12.2 Charakteristische Werte

(1) Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Gipskartonplatten nach DIN 18180 sind in Tabelle M. 18 angegeben.

7.12.3 Mindestdicken

(1) Die Nenndicke der Gipskartonplatten für Bepunktungen für Holzhäuser in Tafelbauart beträgt mindestens 12,5 mm.

8 Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen

8.1 Allgemeines

(1) Schnittgrößen dürfen unter der Annahme linear-elastischen Baustoffverhaltens und linearer Last-Verschiebungs-Beziehungen der Verbindungen ermittelt werden.

(2) Hierfür sind die Steifigkeitswerte aus den Nennwerten der Querschnittsmaße und den durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$ dividierten Mittelwerten der Elastizitäts-, Schub-, und Verschiebungsmoduln zu verwenden.

$$E_i = \frac{E_{\text{mean},i}}{\gamma_M}; G_i = \frac{G_{\text{mean},i}}{\gamma_M}; K = \frac{K_{u,\text{mean}}}{\gamma_M} \quad (2)$$

(3) Der Mittelwert des Verschiebungsmoduls beträgt

$$K_{u,\text{mean}} = \frac{2}{3} \cdot K_{\text{ser}} \quad (3)$$

Rechenwerte für K_{ser} sind in Anhang V angegeben.

(4) Schnittgrößen von Stabtragwerken dürfen nach Theorie I. Ordnung ermittelt werden, wenn sie sich durch Berücksichtigung des geometrisch nichtlinearen Verhaltens um nicht mehr als 10 % vergrößern würden.

(5) Ist die Bedingung nach Absatz (4) nicht eingehalten, sind die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung zu ermitteln (siehe Abschnitt 8.3), oder es ist das Ersatzstabverfahren anzuwenden (siehe Abschnitt 8.2).

(6) Kriechen braucht nur im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt zu werden, es sei denn, der Einfluss ist auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Bedeutung, z.B. bei gemeinsamer Verwendung von Baustoffen mit sehr unterschiedlichem Kriechverhalten.

(7) Der Einfluss des Baugrundverhaltens auf das Tragverhalten eines Tragwerks muss nur dann beachtet werden, wenn er sich auf die Beanspruchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wesentlich auswirkt (Richtwert 10%).

(8) Die unter Verwendung des linear-elastischen Verfahrens ermittelten Momente aus Beanspruchungen rechtwinklig zur Stabachse dürfen für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit umgelagert werden, wobei die sich daraus ergebenden Schnittgrößen mit den aufgebrachten Lasten im Gleichgewicht stehen müssen.

(9) Die Größe des umgelagerten Moments darf nicht mehr als 10 % der Größe des Ausgangsmoments vor der Umlagerung betragen.

(10) Die Auswirkungen einer Momentenumlagerung müssen bei der Bemessung berücksichtigt werden. Dies gilt insbesondere für die Bemessung für Biegung und Querkraft sowie für die Bemessung der Verbindungen.

(11) Werden ähnliche Bauteile bei gleichem gegenseitigen Abstand durch ein kontinuierliches Lastverteilungssystem seitlich miteinander verbunden, dann dürfen die Festigkeitskennwerte der Bauteile um einen Systembeiwert k_s erhöht in Rechnung gestellt werden.

(12) Wenn das kontinuierliche Lastverteilungssystem so bemessen ist, dass es die Lasten von einem Bauteil auf das benachbarte Bauteil übertragen kann, dann darf der Systembeiwert zu $k_s = 1,1$ angenommen werden.

(13) Der Nachweis für das Lastverteilungssystem im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf unter der Annahme einer kurzen Lasteinwirkungsdauer (siehe Tabelle 3, Zeile 5) mit einem Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeitseigenschaften von $\gamma_M = 1,0$ geführt werden.

(14) Bei druckbeanspruchten Bauteilen in den Nutzungsklassen 2 und 3 ist der Einfluss des Kriechens zu berücksichtigen, wenn der Bemessungswert des ständigen Lastanteiles 70 % des Bemessungswertes der Gesamtlast überschreitet. Die Berücksichtigung darf durch eine Abminderung der Steifigkeit um den Faktor $1/(1 + k_{\text{def}})$ erfolgen.

8.2 Linear elastische Berechnung von Einzelstäben

8.2.1 Allgemeines

- (1) Der Abschnitt 8.2 bezieht sich auf Einzelstäbe oder Stäbe von Tragwerken, deren Tragfähigkeit wesentlich durch ihre Verformungen beeinflusst wird.
- (2) Bei Ermittlung der Ersatzstablängen sind die Steifigkeitskennwerte und die Verschiebungsmoduln wie nach Abschnitt 8.3.1 zu ermitteln.
- (3) Der Nachweis von Tragwerken, bei denen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind, muss sicherstellen, dass für die ungünstigste Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Verlust des statischen Gleichgewichts (örtlich oder für das Gesamttragwerk) nicht auftritt und der Grenzzustand der Tragfähigkeit einzelner Querschnitte oder Verbindungen, die durch Biegung und Normalkräfte beansprucht werden, nicht überschritten wird.
- (4) Für Tragwerke, deren räumliches Tragverhalten bekannt ist, dürfen die Schnittgrößen am unverformten System nach Theorie I. Ordnung berechnet werden. Die Wirkung der Theorie II. Ordnung ist durch die Knickbeiwerte k_c und den Kippbeiwert k_m zu berücksichtigen. Aussteifende Bauteile sind für Ersatzlasten zu bemessen. Die Ersatzlasten sind wie die Einwirkungen zu behandeln, die sie verursachen.
- (5) Die Beiwerte sind gegebenenfalls für beide Hauptquerschnittsachsen zu berechnen. Der jeweils ungünstigere Wert ist bei der Ermittlung der Beanspruchungen anzusetzen.
- (6) Die Beiwerte für die Beanspruchung aus Normalkraft und für Biegebeanspruchung dürfen unabhängig voneinander ermittelt werden.

8.2.2 Vereinfachte Berechnung von Druckstäben (Ersatzstabverfahren)

- (1) Für einen planmäßig mittig durch Druckkräfte beanspruchten Stab dürfen die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung berechnet werden. Abschnitt 10.3.1 gibt ein Verfahren zum Nachweis knickgefährdeter Stäbe mit beidseitig gelenkiger Lagerung mit über die Länge konstanter Normalkraft und konstantem Rechteckquerschnitt an.
- (2) Das Verfahren nach Abschnitt 10.3.1 darf auch für Stäbe mit von Absatz (1) abweichenden Randbedingungen, Querschnittsformen, mit veränderlicher Normalkraft und über die Länge veränderlichem Querschnitt angewendet werden, wenn anstelle der Stablänge eine Ersatzstablänge (Knicklänge) nach Anhang K benutzt wird.
- (3) Bei Stäben mit linear veränderlichen Querschnitten dürfen die Querschnittswerte im Abstand der 0,65fachen Stablänge vom Stabende mit dem kleineren Stabquerschnitt und der Größtwert der Normalkraft im Stab dem Nachweis zugrunde gelegt werden.
- (4) Die seitlichen Verformungen von Druckstäben dürfen durch Zwischenabstützungen so begrenzt werden, dass als Ersatzstablänge der Druckstäbe der Abstand a der seitlichen Abstützungen angesetzt werden darf (siehe Bild 2). Die spannungslose Vorkrümmung zwischen den Einzelabstützungen darf $a/500$ bei Stäben aus Brettschicht- und Furnierschichtholz und $a/300$ bei Stäben aus Vollholz und Balkenschichtholz nicht überschreiten.
- (5) Jede Einzelabstützung muss eine Steifigkeit von mindestens

$$K_{\text{mean}} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I}{a^3} \quad (4)$$

aufweisen.

- (6) Für die infolge der Imperfektionen durch den Druckstab verursachten Einwirkungen auf die Zwischenabstützungen, die zur Begrenzung seiner Verformungen dienen, darf die folgende Ersatzlast angesetzt werden:

$$F_d = N_d \cdot (1 - k_c) / 50 \quad \text{für Vollholz und Balkenschichtholz} \quad (5)$$

$$F_d = N_d \cdot (1 - k_c) / 80 \quad \text{für Brett- und Furnierschichtholz} \quad (6)$$

Hierin ist N_d der Bemessungswert der mittleren Normalkraft im Druckstab. Der Knickbeiwert k_c ist für den nicht ausgesteiften Druckstab wie für Druckstäbe mit planmäßig mittigem Druck nach Abschnitt 10.3.1 zu berechnen.

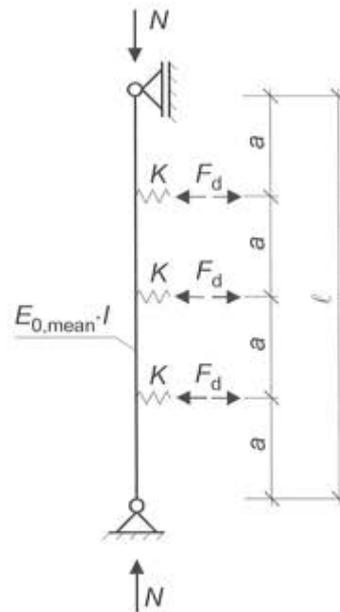


Bild 2: Beispiel eines Druckstabes mit Einzelabstützungen

(7) Die Aussteifungskonstruktion für die Einzelabstützungen darf, falls kein genauere Nachweis geführt wird, zusätzlich zu etwaigen anderen Einwirkungen für eine als gleichmäßig verteilt angenommene Ersatzlast q_d bemessen werden:

$$q_d = \frac{N_d \cdot (1 - k_c)}{30 \cdot \ell} \quad (7)$$

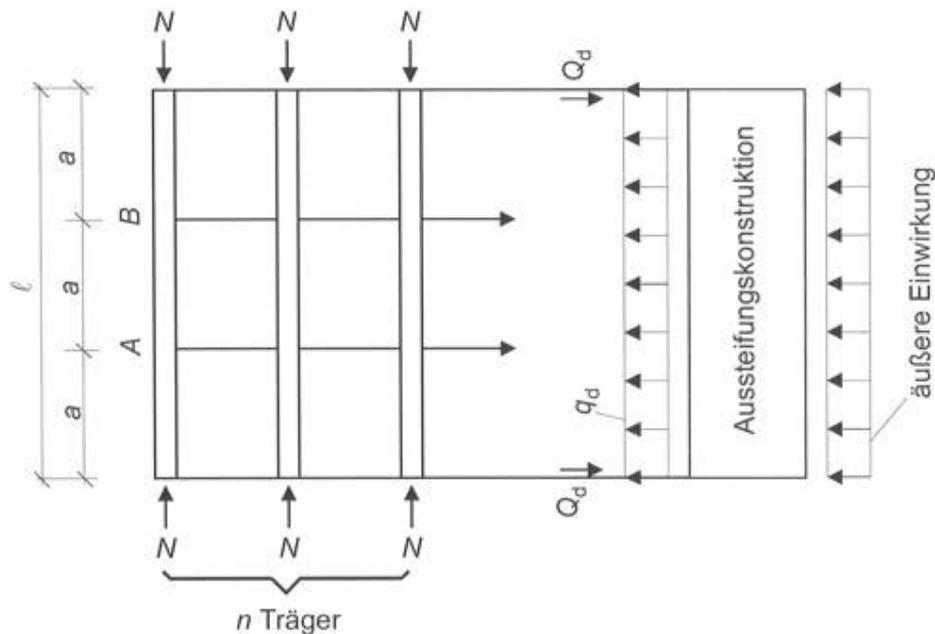


Bild 3: Aussteifung der Druckgurte von Biege- oder Fachwerkträgern

8.2.3 Vereinfachte Berechnung von Biegestäben (Ersatzstabverfahren)

(1) Für einen durch einachsige Biegung beanspruchten Biegestab dürfen die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung berechnet werden. Abschnitt 10.3.2 gibt ein Verfahren zum Nachweis kippgefährdeter Stäbe mit beidseitiger Gabellagerung und über die Stablänge konstantem Biegemoment und konstantem Rechteckquerschnitt an.

(2) Die Gabellagerung sollte hierbei so bemessen werden, dass sie mindestens ein Moment

$$T_d = M_d \cdot \left[\frac{1}{80} - \frac{1}{60} \cdot \frac{e}{h} \cdot (1 - k_m) \right] \quad (8)$$

aufnehmen kann.

Hierin bedeuten:

M_d Bemessungswert des größten Biegemoments im Träger,

e Mittenabstand der Aussteifung von der Schwerlinie des Trägers (in Richtung der Druckzone positiv),

h Trägerhöhe,

k_m Kippbeiwert nach Gleichung (60) für den nicht ausgesteiften Biegeträger.

(3) Das Verfahren nach Abschnitt 10.3.2 darf auch für Stäbe mit von Absatz (1) abweichenden Randbedingungen und Querschnittsformen, mit veränderlichem Moment und über die Länge veränderlichem Querschnitt angewendet werden, wenn die kritischen Kippmomente nach Anhang K in Ansatz gebracht werden.

(4) Bei Stäben mit linear veränderlichen Querschnitten dürfen die Querschnittswerte im Abstand der 0,65fachen Stablänge vom Stabende mit dem kleineren Stabquerschnitt und der Größtwert des Biegemoments im Stab dem Nachweis zugrunde gelegt werden.

(5) Die seitlichen Verformungen von Biegeträgern dürfen durch Zwischenabstützungen des Druckgurtes so begrenzt werden, dass als Ersatzlänge der Biegeträger der Abstand der Zwischenabstützungen a angesetzt werden darf. Die spannungslose Vorkrümmung zwischen den Einzelabstützungen darf $a/500$ bei Brett- und Furnierschichtholzstäben und $a/300$ bei Vollholz- und Balkenschichtholzstäben nicht überschreiten.

(6) Für die infolge der Imperfektionen durch den Druckgurt des Biegeträgers verursachten Einwirkungen auf die Zwischenabstützungen, die zur Begrenzung seiner Verformungen dienen, darf die Ersatzlast nach Gleichung (5) bzw. (6) angesetzt werden, wenn die Zwischenabstützung eine Federsteifigkeit mindestens der Größe nach Gleichung (4) aufweist. Dabei darf für N_d die mittlere Normalkraft im Druckgurt des Biegeträgers eingesetzt werden mit

$$N_d = (1 - k_m) \frac{M_d}{h} \quad (9)$$

Hierin bedeuten:

k_m Kippbeiwert nach Gleichung (60) für den nicht ausgesteiften Biegeträger,

M_d Bemessungswert des größten Biegemoments im Träger,

h Trägerhöhe.

(7) Für eine Reihe von n geraden Biege- oder Fachwerkträgern mit konstantem Querschnitt, deren Druckgurte durch einen Aussteifungsverband in den Punkten A, B usw. seitlich abgestützt werden (siehe Bild 3), darf, falls kein genauere Nachweis geführt wird, die Aussteifungskonstruktion alternativ zu Absatz (6) zusätzlich zu etwaigen horizontalen Einwirkungen für die Ersatzlasten q_d und Q_d bemessen werden:

$$q_d = k_\ell \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot \ell} \quad (10)$$

und

$$Q_d = q_d \frac{\ell}{2} \quad (11)$$

mit

$$k_\ell = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{\ell}} \right\} \quad (12)$$

(8) Bei Fachwerkträgern ist N_d der Bemessungswert für die mittlere Normalkraft im Druckgurt mit der Verbandslänge ℓ zwischen den Stützungen in m. Die mittlere Normalkraft im Druckgurt eines Biegeträgers darf nach Gleichung (9) berechnet werden.

(9) Falls kein genauere Nachweis erfolgt, darf die rechnerische Ausbiegung der Aussteifungskonstruktion aus q_d und anderen äußeren Einwirkungen $\ell/500$ nicht überschreiten. Die Steifigkeitskennwerte und die Verschiebungsmoduln sind dabei nach Abschnitt 8.3.1 zu ermitteln.

8.2.4 Biegung mit Normalkraft (Ersatzstabverfahren)

(1) Für einen durch Normalkräfte und Biegemomente beanspruchten Stab dürfen die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung ermittelt werden. Ein Rechenverfahren für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist im Abschnitt 10.3.3 angegeben.

(2) Bei Stäben mit linear veränderlichen Querschnitten dürfen zur Bestimmung der Knick- und Kippbeiwerte die Querschnittswerte im Abstand der 0,65fachen Stablänge vom Stabende mit dem kleineren Stabquerschnitt verwendet werden.

8.3 Nichtlineare elastische Berechnung (Theorie II. Ordnung)

8.3.1 Allgemeines

(1) Der Abschnitt 8.3 bezieht sich auf Einzelstäbe oder Stäbe von Tragwerken, deren Tragfähigkeiten wesentlich durch ihre Verformungen beeinflusst werden.

(2) Der Nachweis der Stabilität von Tragwerken, bei denen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind, muss sicherstellen, dass für die ungünstigste Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Verlust des statischen Gleichgewichts (örtlich oder für das Gesamttragwerk) nicht auftritt und der Grenzzustand der Tragfähigkeit einzelner Querschnitte oder Verbindungen, die durch Biegung und Längskräfte beansprucht werden, nicht überschritten wird.

(3) Die Tragfähigkeit muss für jede Richtung, in der ein Versagen auftreten kann, nachgewiesen werden.

(4) Der Einfluss geometrischer und struktureller Imperfektionen ist zu berücksichtigen, wenn sie zu einer wesentlichen Vergrößerung der Beanspruchung führen.

(5) Zur Berücksichtigung beider Imperfektionen dürfen geometrische Ersatzimperfektionen angenommen werden. Man unterscheidet zwischen Vorkrümmungen (siehe Abschnitt 8.3.2) und Vorverdrehungen (siehe Abschnitt 8.3.3).

(6) Ersatzimperfektionen müssen nicht den geometrischen Randbedingungen des Systems entsprechen.

ANMERKUNG 1: Ersatzimperfektionen können auch durch den Ansatz gleichwertiger Ersatzlasten berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 2: Ersatzimperfektionen decken neben den geometrischen Imperfektionen auch den Einfluss der Abweichungen zwischen dem geometrischen und dem tatsächlichen Querschnittsschwerpunkt, verursacht z. B. durch die Inhomogenität des Baustoffes ab. Weitere mögliche Einflüsse auf die Traglast wie die Nachgiebigkeit von Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln oder die Nachgiebigkeit bei Gründungen sowie der Einfluss von Schubverformungen sind damit nicht abgedeckt.

8.3.2 Vorkrümmung

(1) Eine wahrscheinliche Vorkrümmung des unbelasteten Tragwerks ist durch eine sinus- oder parabelförmige Vorkrümmung der Stabachsen von Druckstäben oder der Druckgurte von Biegeträgern mit einer ungewollten Ausmitte e – i. allg. in Stabmitte oder ggf. zwischen Knotenpunkten - zu berücksichtigen (siehe Bild 4). Anstelle der Vorkrümmung des Druckgurtes darf bei Biegeträgern auch eine Vorkrümmung der Stabachse angesetzt werden.

(2) Als Rechenwert der Ausmitte e sollte angenommen werden:

$$e = 0,0025 \cdot \ell \quad (13)$$

Hierin bedeutet:

ℓ Stablänge oder ggf. Abstand der Knotenpunkte.

(3) Bei verschieblichen Rahmensystemen brauchen keine Vorkrümmungen angesetzt zu werden.

8.3.3 Vorverdrehung

(1) Eine ungewollte Schrägstellung der Stiele des unbelasteten Tragwerks ist für solche Stäbe und Stabzüge anzunehmen, die am verformten Stabwerk Stabdrehwinkel aufweisen können und die durch Normalkräfte beansprucht werden. Eine ungewollte Schrägstellung ist durch eine Vorverdrehung der Stiele unter einem Winkel φ zu berücksichtigen (siehe Bild 4).

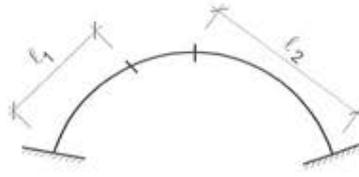
(2) Als Rechenwert des Schrägstellungswinkels φ im Bogenmaß darf angenommen werden:

$$\varphi = 0,005 \quad \text{für } h \leq 5 \text{ m} \quad (14)$$

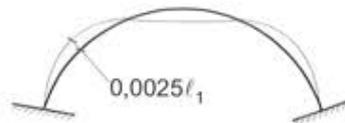
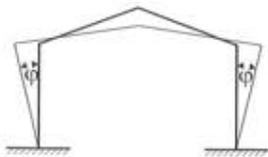
$$\varphi = 0,005 \cdot \sqrt{5/h} \quad \text{für } h > 5 \text{ m} \quad (15)$$

Hierin bedeutet:

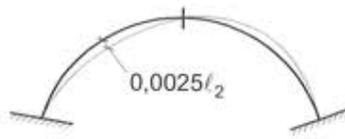
h Tragwerkshöhe in m.



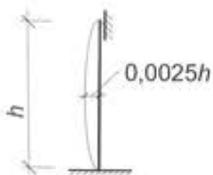
a)



b)



c)



d)

Bild 4: Beispiele angenommener spannungsloser Vorverformungen für Stäbe, Rahmen und Bögen
a) Systeme, b) symmetrische Vorverformungen, c) antimetrische Vorverformungen, d) Vorkrümmung

8.4 Biege- und Druckbeanspruchung von Verbundträgern und Tafeln

8.4.1 Allgemeines

(1) Auf Biegung und Druck beanspruchte Verbundträger und Tafeln im Sinne dieses Abschnitts bestehen aus ungestoßenen Teilen, die untereinander über die ganze Länge durch mechanische Verbindungsmittel verbunden oder verklebt sind.

(2) Für Berechnungen darf eine geradlinige Beziehung zwischen Kräften und Verformungen angenommen werden.

- (3) Für geklebte Verbundbauteile darf eine geradlinige Dehnungsverteilung über die Querschnittsfläche angenommen werden.
- (4) Wenn der Querschnitt eines tragenden Bauteils aus mehreren Einzelteilen zusammengesetzt ist, die durch mechanische Verbindungsmittel, Zwischen- oder Bindehölzer oder Vergitterungen verbunden sind, ist der Einfluss der Nachgiebigkeit in den Verbindungen zu berücksichtigen. Ein Verfahren ist in Abschnitt 8.4.2 angegeben.
- (5) Bestehen die Teilquerschnitte eines Verbundbauteils aus unterschiedlichen Baustoffen, ist bei der Ermittlung der Schnittgrößen der Teilquerschnitte das unterschiedliche Verformungsverhalten dieser Baustoffe während der Nutzungsdauer zu berücksichtigen. Die Schnittgrößen sind erforderlichenfalls für den Anfangs- und den Endzustand zu berechnen.
- (6) Beim Nachweis für den Anfangszustand sind die Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln nach Gleichung (2) zu verwenden.
- (7) Beim Nachweis für den Endzustand dürfen die Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln vereinfachend durch die Werte $(1 + k_{def})$ dividiert werden, wobei die jeweiligen Beiwerte k_{def} für die Klasse der Lasteinwirkungsdauer ständig (siehe Tabelle 3 und Tabelle M. 2) zugrunde gelegt werden dürfen.
- (8) Für Teilquerschnitte aus Beton darf der Elastizitätsmodul nach DIN 1045 angesetzt werden. Beim Nachweis für den Endzustand darf vereinfachend das Kriechen des Betonteilquerschnitts durch Division des Elastizitätsmoduls durch 3,5 berücksichtigt werden.
- (9) Der Einfluss ungleichmäßiger Spannungsverteilung über die Beplankungsbreite von Verbundbauteilen infolge Schubverformungen und Ausbeulen ist zu berücksichtigen.
- (10) Tafелеlemente dürfen vereinfachend als eine Anzahl von I-Trägern bzw. C-Trägern mit einer wirksamen Beplankungsbreite b_{ef} betrachtet werden (siehe Bild 5). Dabei ist:

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \quad (\text{oder } b_{t,ef} + b_w) \quad (16)$$

oder

$$b_{ef} = 0,5 \cdot b_{c,ef} + b_w \quad (\text{oder } 0,5 \cdot b_{t,ef} + b_w) \quad (17)$$

Die wirksamen Breiten $b_{c,ef}$ bzw. $b_{t,ef}$ sollten nicht größer angenommen werden als der unter Berücksichtigung der Schubverformung berechnete Größtwert. Außerdem sollte $b_{c,ef}$ nicht größer angenommen werden als der unter Berücksichtigung des Ausbeulens der Beplankung berechnete Größtwert.

(11) Bei rechtwinklig zur Spannrichtung der Tafелеlemente gleichmäßig verteilter Last oder wenn eine gleichmäßige Verteilung angenommen werden kann, z.B. bei Vorhandensein von Querrippen mit annähernd gleichen Querschnittsmaßen wie die Längsrippen, dürfen die mitwirkenden Rand- und Mittelbereiche einer Tafel zu einem Querschnitt zusammen gefasst werden. Andernfalls sind alle Nachweise für jeden Bereich getrennt zu führen.

(12) Die Größtwerte der wirksamen Breite $b_{c,ef}$ (oder $b_{t,ef}$) der Beplankung von Tafелеlementen unter Berücksichtigung der Schubverformung und des Ausbeulens sind in Tabelle 5 angegeben, wobei ℓ die Feldlänge oder Teilfeldlänge ist.

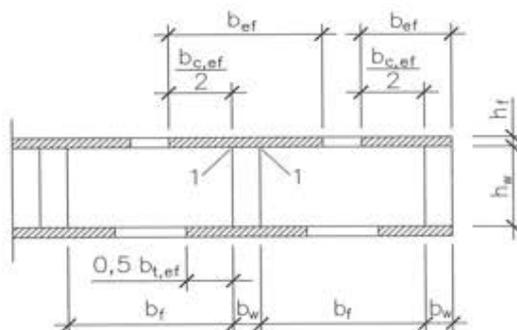


Bild 5: Wirksame Beplankungsbreiten eines Tafелеlementes

(13) Als Feldlänge ℓ ist bei Deckentafeln der Abstand der Biegemomentennullpunkte ohne Berücksichtigung der feldweisen Veränderung von Lasten (bei Tafeln auf zwei Stützen ohne Auskrugung die Stützweite) und bei knickbeanspruchten Tafeln die maßgebende Knicklänge einzusetzen.

(14) Aussparungen in mittragenden Beplankungen dürfen beim Nachweis der Spannungen vernachlässigt werden, wenn auf einer Fläche von $2,5 \text{ m}^2$ einer Tafel die Gesamtfläche aller Aussparungen höchstens 300 cm^2 beträgt. Dabei darf die größte Ausdehnung der einzelnen Öffnung 200 mm nicht überschreiten; dieser Höchstwert gilt auch für die Summe aller Aussparungsbreiten innerhalb des Querschnitts einer Tafel. Bei nicht vernachlässigbaren Aussparungen oder anderen Unterbrechungen der Beplankung rechtwinklig zur Spannrichtung der Tafel (z.B. Beplankungsstöße) dürfen höchstens die durch die Unterbrechung begrenzten Teilfeldlängen eingesetzt werden.

Tabelle 5: Größtwerte der wirksamen Breite $b_{c,ef}$ (oder $b_{t,ef}$) der Beplankung unter Berücksichtigung der Schubverformung und des Ausbeulens

1	2	3				6		7
		Berücksichtigung der Schubverformung						
		bei Gleichstreckenlast	im Eintragungsbereich von Einzellasten $b_f/\ell \leq 0,4$					
$b_f/\ell \leq 0,4$	$\ell/c_f \leq 5$	$\ell/c_f \leq 10$	$\ell/c_f \leq 20$	Berücksichtigung des Ausbeulens				
2 3	10 7	0,2· ℓ	0,1· ℓ		0,05· ℓ	0	20· h_f 25· h_f	
		0,2· ℓ	0,15· ℓ	0,1· ℓ	0,05· ℓ			
4 5	17 4	0,15· ℓ	0,05· ℓ	0,05· ℓ	0	20· h_f 25· h_f		
		0,25· ℓ	0,2· ℓ	0,15· ℓ	0,1· ℓ			
6	6	0,25· ℓ	0,15· ℓ	0,1· ℓ	0,05· ℓ	25· h_f		
7	2,5	0,3· ℓ	0,25· ℓ	0,2· ℓ	0,15· ℓ	25· h_f		

(15) Das Maß c_f ist die Summe aus der Lastaufstandslänge in Spannrichtung der Tafel und der zweifachen Gesamtquerschnittshöhe ($h_w + 2h_f$) der Tafel.

(16) Liegt die Lastwirkungslinie näher als das Maß b_f an einem Biegemomentennullpunkt oder ist $\ell/c_f > 20$, so ist $b_{c,ef}$ (oder $b_{t,ef}$) = 0 zu setzen.

(17) Im Bereich der Stützmomente durchlaufender oder auskragender Tafeln ist bei der Bestimmung der mittragenden Breite stets von Einzellasten auszugehen.

(18) Beim Durchbiegungsnachweis und bei der Ermittlung der Schnittkräfte darf stets die mitwirkende Breite für Gleichstreckenlast eingesetzt werden.

8.4.2 Verbundbauteile aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen

(1) Werden die Verbindungsmittelabstände entsprechend der Querkraftlinie zwischen s_{\min} und s_{\max} ($\leq 4 s_{\min}$) abgestuft, dann darf der folgende wirksame Verbindungsmittelabstand s_{ef} verwendet werden:

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{\min} + 0,25 \cdot s_{\max} \quad (18)$$

(2) Die Schnittgrößen der Teilquerschnitte von durch Streckenlasten auf Biegung beanspruchten Verbundbauteilen nach Bild 6 aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen dürfen nach dem folgenden Näherungsverfahren berechnet werden. Die Biegesteifigkeit von Teilquerschnitten aus Beton darf unter Annahme einer ungerissenen Zugzone ermittelt werden.

(3) Die wirksame Biegesteifigkeit ergibt sich zu:

$$(E \cdot I)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^3 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (19)$$

$$A_i = b_i \cdot h_i \quad (20)$$

$$I_i = b_i \cdot h_i^3 / 12 \quad (21)$$

Bei Tafелеlementen ist für b_i ($i = 1, 3$) der jeweilige Wert b_{ef} anzusetzen (siehe Abschnitt 8.4.1).

$$\gamma_2 = 1 \quad (22)$$

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot \ell^2}} \quad \text{für } i = 1 \text{ und } i = 3 \quad (23)$$

$E_{1(3)} \cdot A_{1(3)}$ ist die Dehnsteifigkeit des Querschnittsteils 1 (3), das an das Querschnittsteil 2 nachgiebig angeschlossen ist.

$K_{1(3)} / s_{1(3)}$ ist die Fugensteifigkeit der Fuge, über die Querschnittsteil 1 (3) an das Querschnittsteil 2 nachgiebig angeschlossen ist.

$s_{1(3)}$ Abstand der in eine Reihe geschoben gedachten Verbindungsmittel der Fuge, über die Querschnittsteil 1 (3) an das Querschnittsteil 2 angeschlossen ist. Bei konstantem Verbindungsmittelabstand s ergibt sich z.B. bei zwei Reihen von Verbindungsmitteln: $s_{1(3)} = s/2$.

ℓ ist bei Einfeldträgern gleich der Stützweite ℓ .

$\ell = 0,8 \cdot \ell_i$ für das Feld i (mit der Stützweite ℓ_i) eines Durchlaufträgers; für den Nachweis über den Zwischenstützen ist der jeweils kleinere Wert der beiden anschließenden Felder maßgebend.

$\ell = 2 \cdot \ell_k$ für Kragträger mit der Kraglänge ℓ_k .

(4) Die Lage der Spannungsebene ergibt sich zu

$$a_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{\sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (24)$$

Für den Querschnittstyp B sind h_1 und h_3 mit einem Minuszeichen einzusetzen.

Gleichung (24) ist auch für Querschnittstyp C gültig, wenn $A_3 = 0$ gesetzt wird.

Es wird vorausgesetzt, dass $a_2 \geq 0$ und $\leq h_2/2$.

(5) Die Bemessungswerte der Normalkräfte in den Querschnittsteilen 1 bis 3 betragen:

$$N_{i,d} = \frac{M_d}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \cdot \gamma_i \cdot a_i \cdot E_i \cdot A_i \quad (25)$$

(6) Die Bemessungswerte der Biegemomente in den Querschnittsteilen 1 bis 3 betragen:

$$M_{i,d} = \frac{M_d}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \cdot E_i \cdot I_i \quad (26)$$

(7) Der Bemessungswert der Schubspannung in der neutralen Ebene des Querschnittsteils 2 ergibt sich zu:

$$\tau_{2,\text{max},d} = \frac{V_{\text{max},d} \cdot (\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2)}{(E \cdot I)_{\text{ef}} \cdot b_2} \quad (27)$$

mit h siehe Bild 6.

(8) Der Bemessungswert der in der Fuge 1 (3) auf ein Verbindungsmittel entfallenden Kraft ergibt sich zu:

$$F_{1(3),d} = \frac{V_{\text{max},d} \cdot \gamma_{1(3)} \cdot E_{1(3)} \cdot A_{1(3)} \cdot a_{1(3)} \cdot s_{1(3)}}{(E \cdot I)_{\text{ef}}} \quad (28)$$

(9) Verbundbauteile aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen dürfen auch nach den in Anhang F angegebenen Verfahren berechnet werden.

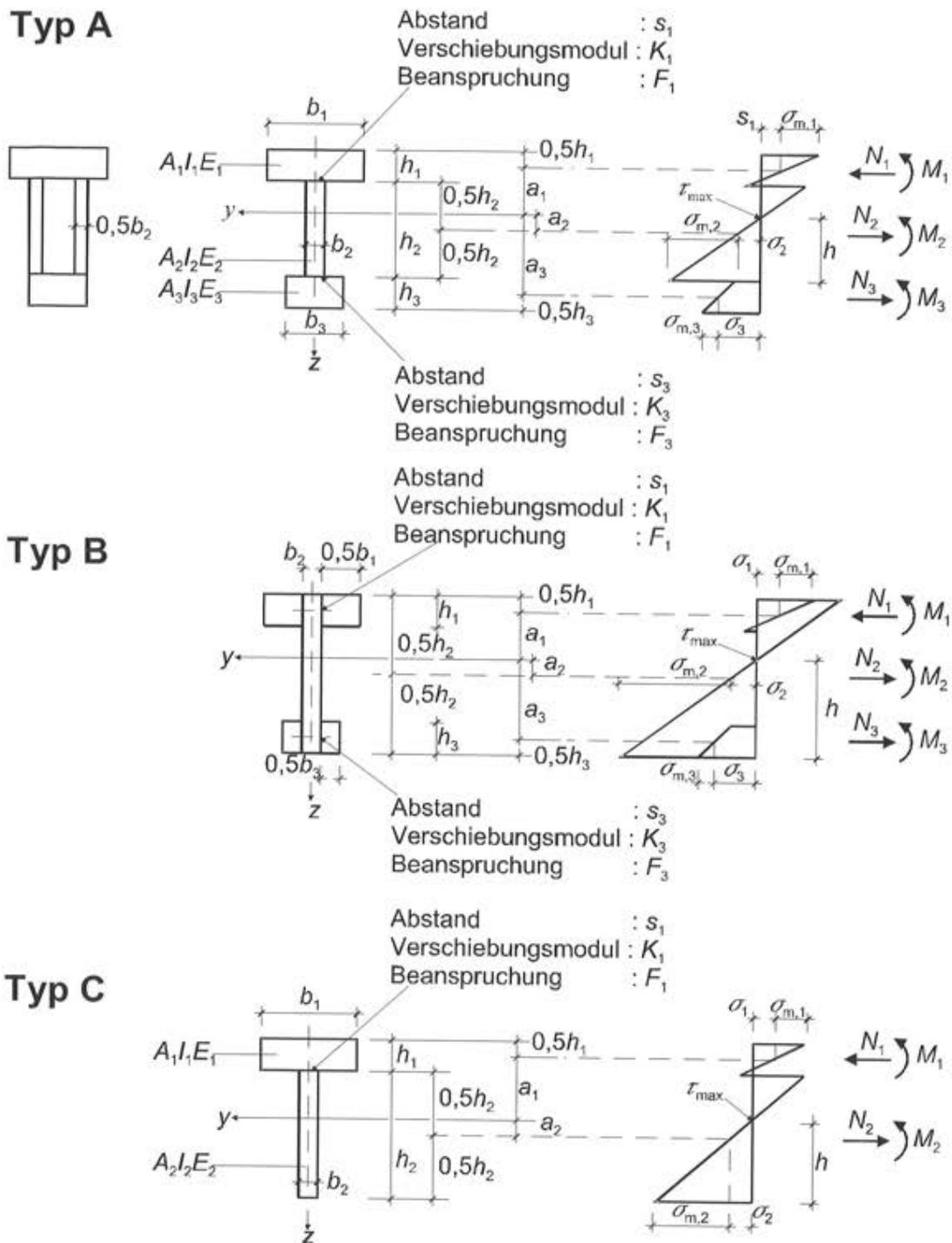


Bild 6: Querschnitte aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen

8.5 Scheibenbeanspruchung von Tafeln

8.5.1 Allgemeines

- (1) Tafeln, die scheibenartig beansprucht werden, müssen an allen Rändern durch Rippen (Randrippen) begrenzt sein. Die Lasten und Lagerkräfte werden über die Rippen (Randrippen und/oder Innenrippen) in Richtung der Rippenachsen in die tragende Beplankung kontinuierlich eingeleitet.
- (2) Die aus dem Abstand von Rippenachsen und Beplankungsmittelflächen und aus diskontinuierlichen und rechtwinklig zu den Rippenachsen gerichteten Kräften resultierenden zusätzlichen Beanspruchungen sind zu berücksichtigen.
- (3) Die Beanspruchungen der Bauteile rechteckiger Tafeln dürfen vereinfachend nach 8.5.2 ermittelt werden.
- (4) Druckbeanspruchte Rippen gelten als in Tafelebene ausreichend gegen Knicken und Kippen gesichert, wenn sie mit einer beidseitigen aussteifenden Beplankung kontinuierlich verbunden sind. Dieses gilt auch für Rippen mit einer einseitigen aussteifenden Beplankung, sofern sie mit Rechteckquerschnitt und einem Seitenverhältnis von $h/b \leq 4$ ausgeführt werden.
- (5) Die Tragfähigkeit von Wandtafeln mit diagonaler Brettschalung darf vereinfachend nach 8.5.8 berechnet werden. Die Bestimmungen dürfen auf Dach- und Deckentafeln sinngemäß übertragen werden.

8.5.2 Rechteckige Tafeln

- (1) Rechteckige Tafeln besitzen umlaufende Randrippen und eine Schar randparalleler, durchlaufender Innenrippen im Abstand a_r . Die Platten der Beplankung sind in Reihen parallel oder rechtwinklig zu den durchlaufenden Rippen angeordnet, wobei die Plattenstöße der einen Richtung immer auf den Rippen erfolgen (Bild 7). Die Plattenränder in der anderen Richtung sind frei (Bild 7a,b; Bild 8a) oder durch Stoßhölzer Schubsteif verbunden (Bild 7c; Bild 8b,c).

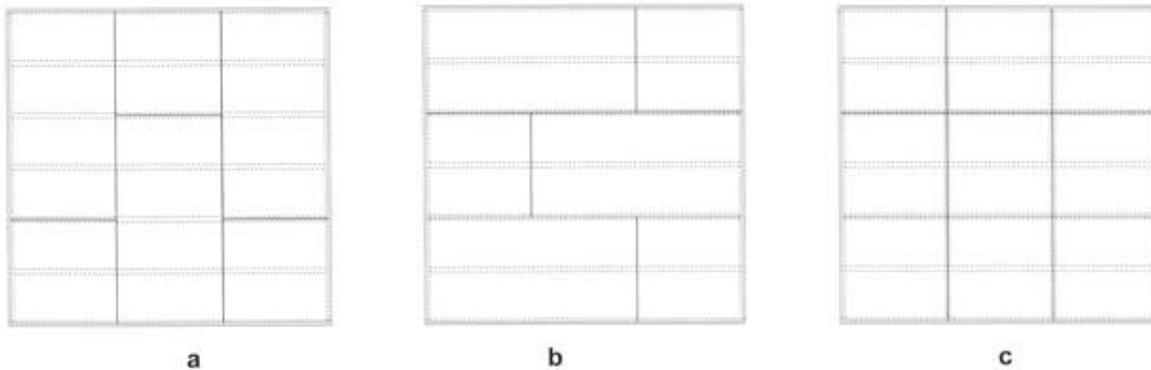
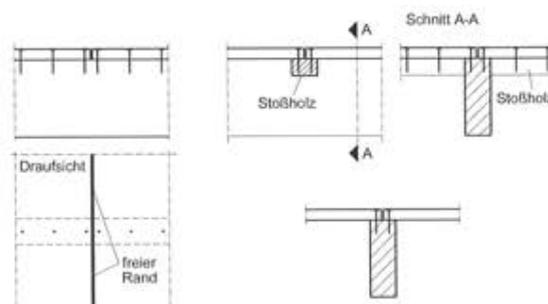


Bild 7: Anordnung der Platten. a Reihen quer zu den Innenrippen, b Reihen parallel zu den Innenrippen, c Plattenstöße nicht versetzt (nur zulässig bei durch Stoßhölzer Schubsteif verbundenen Platten)

- (2) Freie Plattenränder sind nur bei Dach- und Deckentafeln zulässig.
- (3) Der Verbund von Beplankung und Rippe wird durch den bereichsweise für jede Rippe konstant angenommenen Schubfluss $s_{v,0}$ in N/mm in Richtung der Stabachse der Rippe und gegebenenfalls durch die rechtwinklig zur Stabachse gerichtete kontinuierliche Beanspruchung $s_{v,90}$ in N/mm beansprucht.
- (4) Werden Tafeln aus einzelnen Tafелеlementen zusammengesetzt, dann sind die Elemente so zu verbinden, dass der Schubfluss $s_{v,0}$ der angrenzenden Beplankungsränder von Element zu Element übertragen werden kann (Bild 9).
- (5) Der Abstand a_v der Verbindungsmittel ist an allen Plattenrändern auf den Rippen und auf den Stoßhölzern konstant.



a b (oben), c(unten)

Bild 8: Plattenränder: a freier Rand, b schubsteif verbunden über Stoßholz, c schubsteif verbunden über Innenrippe

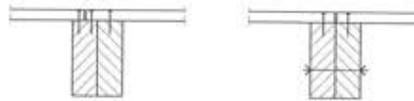


Bild 9: Übertragung des Schubflusses bei Tafeln aus mehreren Elementen

(6) Werden bei Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern die Plattenstöße um mindestens einen Rippenabstand versetzt angeordnet, darf der Bemessungswert des Schubflusses $s_{v,0}$ entlang den nicht durchlaufenden Rändern um 1/3 geringer angenommen werden und der Nagelabstand entsprechend vergrößert werden.

(7) Der Abstand der Verbindungsmittel entlang den Plattenrändern darf bei Nägeln und Klammern höchstens 150 mm, bei Schrauben höchstens 200 mm betragen. In anderen Bereichen darf der Abstand höchstens 300 mm betragen.

(8) Der Nagelabstand a_n muss mindestens $20 d$ betragen, sofern kein genauere Nachweis der Tragfähigkeit der Platten geführt wird.

(9) Als Randabstände der Verbindungsmittel für Platten und Rippen darf bei Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern das Maß $a_{2,c}$ gewählt werden. In Randbereichen, in denen die Rippen rechtwinklig zu ihrer Stabachse beansprucht werden, können andere Randabstände erforderlich sein. Bei allen Tafeln mit freien Plattenrändern muss als Randabstand der Verbindungsmittel das Maß $a_{2,t}$ für $\alpha=90^\circ$ gewählt werden.

(10) Einzelne Öffnungen in der Beplankung dürfen bei der Berechnung der Beanspruchungen vernachlässigt werden, wenn sie kleiner als $200 \times 200 \text{ mm}^2$ sind. Bei mehreren Öffnungen muss hierbei die Summe der Längen kleiner als 10% der Tafellänge und die Summe der Höhen kleiner als 10% der Tafelhöhe sein. Die Auswirkungen größerer Öffnungen sind nachzuweisen.

(11) Die Randrippen von Tafeln dürfen nicht gestoßen sein oder die Stöße sind verformungsarm auszuführen. Stöße sind verformungsarm in diesem Sinne, wenn die Tragfähigkeit des Stoßes größer als der 1,5-fache Wert der Beanspruchung ist.

8.5.3 Dach- und Deckentafeln

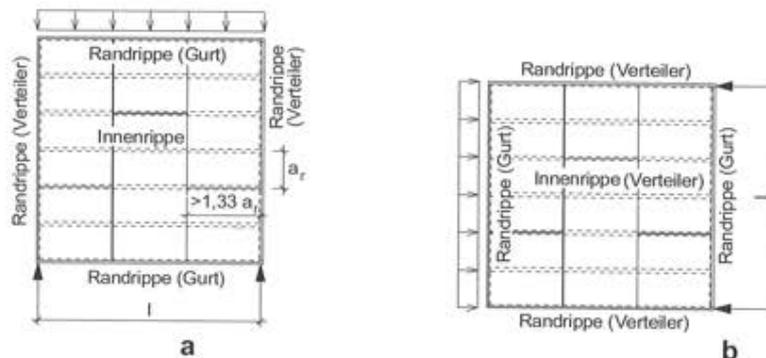


Bild 10: Deckentafeln mit freien Plattenrändern: a Lasteinleitung über den Gurt, b Lasteinleitung über Innenrippen (Verteiler)

(1) Dach- und Deckentafeln sind rechteckige Tafeln mit einer Länge l und einer Höhe h , die in ihrer Ebene an der Ober- oder Unterseite durch eine Gleichstreckenlast in Richtung der Tafelhöhe beansprucht werden. Die beiden seitlichen Randrippen (Verteiler) sind in Richtung der Last gelagert.

(2) Freie Plattenränder sind nur quer zu den Innenrippen zulässig. Hierbei sind folgende Bedingungen einzuhalten:

- die Platten sind um mindestens einen Rippenabstand a_r versetzt angeordnet,
- der Rippenabstand a_r beträgt höchstens das 0,75-fache der Seitenlänge der Platten in Rippenrichtung,
- die Platten sind auch an die Rippen, auf denen die Platten nicht gestoßen sind, mit Nägeln im Abstand a_v angeschlossen,

- die Stützweite ℓ der Tafel beträgt weniger als 12,5 m oder es sind höchstens drei Plattenreihen vorhanden,
 - die Tafelhöhe h in Lastrichtung beträgt mindestens $\ell/4$,
 - der Bemessungswert der Einwirkungen ist nicht größer als 5,0 kN/m.
- (3) Die Beanspruchungen der Tafeln dürfen vereinfachend nach der Balkentheorie berechnet werden. Die obere und untere Randrippe sind als allein wirksamer Gurt für die Kraft aus dem maximalen Biegemoment zu bemessen. Die Beplankung ist für den Schubfluss aus der maximalen Querkraft zu bemessen, wobei der Schubfluss als über die Tafelhöhe konstant angenommen werden darf.
- (4) Die Tafelhöhe h darf bei Tafeln, bei denen die Last über Rippen (Verteiler) in die Tafel eingeleitet wird, die über die volle Tafelhöhe durchgehen, rechnerisch nicht größer als die Stützweite ℓ angesetzt werden. Wenn das Tragverhalten nicht genauer nachgewiesen wird, ist bei anderen Systemen die rechnerische Scheibenhöhe bei auf beide Ränder verteilter Last nicht größer als $\ell/2$, bei einseitiger Last nicht größer als $\ell/4$ anzusetzen.
- (5) Die Verteilerrippe am Auflager ist für die Auflagerkraft zu bemessen. Die Weiterleitung der Auflagerkraft in die Unterkonstruktion ist nachzuweisen.
- (6) Die Stützkräfte von über mehrere Felder durchlaufenden Tafeln dürfen näherungsweise ohne Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung bestimmt werden.
- (7) Für Dach- und Deckentafeln ist ein Nachweis der Tafeldurchbiegung nicht erforderlich, wenn
- die Tafelhöhe mindestens $\ell/4$ beträgt,
 - die Seitenlänge der Platten mindestens 1,0 m beträgt,
 - der Nagelabstand a_v an allen schubsteifen Plattenrändern der Tafel eingehalten wird.

8.5.4 Wandtafeln

- (1) Eine Wandtafel ist eine rechteckige Tafel der Länge ℓ und der Höhe h mit in regelmäßigen Abständen angeordneten lotrechten Rippen und einer horizontalen Kopf- und Fußrippe (Bild 11). Die Tafel wird in ihrer Ebene über die Kopfrippe horizontal durch eine Kraft F_v und vertikal durch eine Gleichlast oder Druckkräfte F_c beansprucht.
- (2) Die seitlichen Randrippen sind druck- und erforderlichenfalls direkt zugfest mit der Unterkonstruktion verbunden. Die Fußrippe ist horizontal und vertikal gelagert.
- (3) Die ein- oder beidseitige Beplankung besteht aus über die volle Tafelhöhe durchgehenden Platten, die auf vertikalen Rippen gestoßen sein kann. Die Mindestbreite der Platten ℓ_p beträgt $h/4$. Die Beplankung darf horizontal einmal gestoßen sein, wenn die Plattenränder schubsteif verbunden sind.

8.5.5 Wandtafeln unter horizontaler Scheibenbeanspruchung

- (1) Die Normalkraft der Randrippen beträgt

$$F_{c,d} = F_{l,d} = F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell} \quad (29)$$

- (2) Wenn die Tafellänge größer ist als die halbe Tafelhöhe, darf die Normalkraft der Randrippe für den Nachweis des Anschlusses an die Fußrippe (Schwellenpressung) angenommen werden zu

$$F_{c,d} = \begin{cases} 0,67 \cdot F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell} & \text{im Falle beidseitiger Beplankung} \\ 0,75 \cdot F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell} & \text{im Falle einseitiger Beplankung} \end{cases} \quad (30)$$

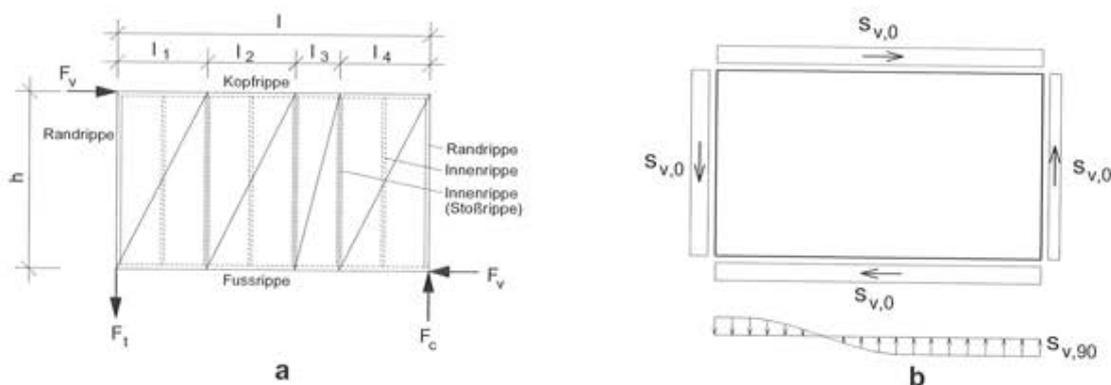


Bild 11: Wandtafel unter horizontaler Scheibenbeanspruchung: a Anschlusskräfte der Randrippen an die Unterkonstruktion, b Beanspruchung des Verbundes von Beplankung und Randrippen

(3) Für den Anschluss an die Fußrippe (Schwellenpressung) wird die Normalkraft der Innenrippen angenommen zu

$$F_{c,d} = 0,20 \cdot F_{v,d} \cdot \frac{h}{\ell} \quad (31)$$

(4) Der Verbund von Beplankung und Rippen (Bild 11b) wird beansprucht durch den Schubfluss

$$s_{v,0,d} = F_{v,d} / \ell \quad (32)$$

(5) Die Auswirkungen der Beanspruchung $s_{v,90,d}$ dürfen bei Wandtafeln, die nur horizontal beansprucht werden, unberücksichtigt bleiben.

(6) Die Tragfähigkeiten von Wandbereichen mit Tür oder Fensteröffnungen dürfen beim Nachweis vernachlässigt werden. Die ungestörten Bereiche sind als einzelne Tafeln zu betrachten und jede Tafel für sich zu verankern (Bild 12).

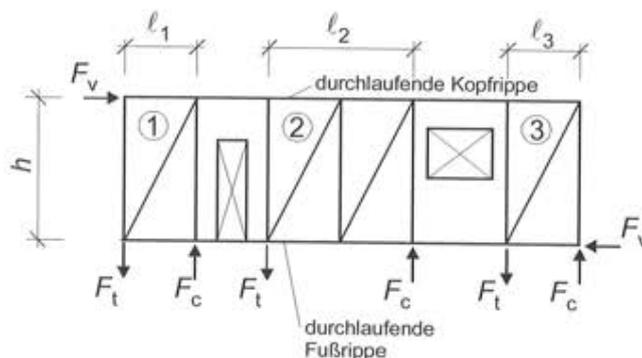


Bild 12: Beispiel einer Wand mit Öffnungen bestehend aus einer Gruppe von Wandtafeln

(7) Die Beanspruchungen der Beplankung und der vertikalen Rippen einer gemeinsam wirkenden Gruppe von Wandtafelelementen, die mit einer durchgehenden Kopf- und Fußrippe verbunden sind, sind gleich und ergeben sich aus den Gleichungen (29) bis (32), wobei für ℓ die Summe der Einzellängen der Tafелеlemente anzunehmen ist.

(8) Für Wandtafeln ist ein Nachweis der horizontalen Verformung nicht erforderlich, wenn

- die Tafellänge mindestens $h/4$ beträgt,
- die Breite der Platten mindestens $h/4$ beträgt
- die Tafel direkt in einer steifen Unterkonstruktion gelagert ist.

8.5.6 Wandtafeln unter vertikaler Scheibenbeanspruchung

(1) Die Abtragung vertikaler Lasten erfolgt bei Wandtafeln über die Rippen und die Beplankung im Verhältnis ihrer Beanspruchbarkeiten. Aus vertikalen Lasten ergeben sich dann für die Kopf- und Fußrippe Bemes-

sungswerte der Beanspruchungen $F_{c,r,d}$ in den Kontaktflächen mit den vertikalen Rippen und $s_{v,90,d}$ in ihren Verbindungen mit der Beplankung (Bild 13).

(2) Das aus einer ausmittigen Einwirkung innerhalb einer Plattenbreite ℓ resultierende Moment darf vernachlässigt werden, wenn die Ausmitte e kleiner als $\ell/6$ und kleiner als $h/6$ ist.

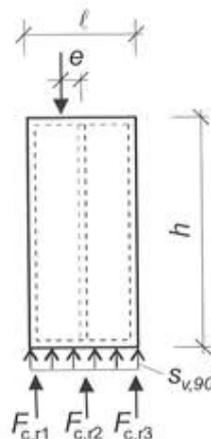


Bild 13: Wandtafel unter vertikaler Scheibenbeanspruchung

8.5.7 Wandtafeln unter vertikaler und horizontaler Scheibenbeanspruchung

(1) Bei gleichzeitiger Beanspruchung einer Wandtafel durch Horizontal- und Vertikalkräfte brauchen die Bemessungswerte der Beanspruchungen der Beplankung und der Verbindungsmittel zwischen Rippen und Beplankung $s_{v,0,d}$ und $s_{v,90,d}$ nicht überlagert zu werden, wenn die charakteristische Tragfähigkeit jeweils mit dem Faktor 0,7 abgemindert wird.

8.5.8 Wandtafeln mit diagonaler Brettschalung

(1) Werden Wandtafeln mit diagonaler Brettschalung ausgebildet, so dürfen die durch eine horizontale Kraft F_v verursachten Beanspruchungen vereinfachend am statischen Fachwerkmodell aus den vier Randrippen und einer Druckdiagonalen geführt werden.

(2) Die Brettschalung ist im Bereich der ganzen Tafel mit den gleichen Anschlüssen und Materialien herzustellen. Die Randrippen sind in den Ecken zug- und druckfest zu verbinden.

(3) Die Brettschalung und der Anschluss der Schalung an die Rippen ist für die Kraft der Druckdiagonalen zu bemessen.

(4) Für den Nachweis der Schalung dürfen rechnerisch Bretter berücksichtigt werden, die innerhalb einer ideellen Länge $\ell_1 = 0,20 \ell$, höchstens jedoch $\ell_1 = 0,20 h$, angeordnet sind. Als Knicklänge ℓ_{ef} ist die Länge der Diagonalen zwischen den stützenden Rippen einzusetzen.

(5) Beim Anschluss der Brettschalung an die Rippen darf die erforderliche Nagel- oder Schraubenzahl auf die Länge $\ell/2 + h/2$ gleichmäßig verteilt werden, wobei entsprechend (2) die Brettschalung umlaufend in gleicher Art an die Rippen anzuschließen ist.

8.5.9 Geklebte Tafeln

(1) Für Tafeln mit geklebten Verbindungen gelten die Regelungen der Abschnitte 8.5.2 bis 8.5.7 sinngemäß.

(2) Wegen der großen Steifigkeit und des spröden Bruchverhaltens geklebter Tafeln sind bei der Berechnung der Beanspruchungen statisch unbestimmt gelagerter oder gemeinsam wirkender Tafелеlemente die Steifigkeiten zu berücksichtigen. Insbesondere dürfen die Regelungen der Abschnitte 10.6 (5) (Nachweise für Tafeln mit beidseitiger Beplankung mit unterschiedlichen Platten oder Verbindungen), 8.5.3 (6) (Stützkkräfte über mehrere Felder durchlaufender Tafeln) und 8.5.5 (7) (Gruppe von Wandtafelementen) nicht angewendet werden.

8.6 Stabtragwerke

8.6.1 Allgemeines

- (1) Bei der Ermittlung der Stabkräfte und Momente und bei der Bestimmung der Beanspruchung der Verbindungen sind die Verformungen der Stäbe und der Verbindungen, der Einfluss von Auflagerausmitten sowie die Steifigkeit der Unterkonstruktion zu berücksichtigen.
- (2) Stabtragwerke dürfen nach Theorie I. Ordnung berechnet werden, wenn für die Einzelstäbe Knick- und Kippnachweise geführt werden, und wenn die räumliche Tragfähigkeit des Gesamtsystems offensichtlich ist oder rechnerisch nachgewiesen wird.
- (3) Die Systemlinien des statischen Modells sollten mit den Achsen der Stäbe übereinstimmen.
- (4) Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Steifigkeitskennwerte und die Verschiebungsmoduln nach Abschnitt 8.3.1 zugrunde zu legen.
- (5) Stäbe werden direkt oder indirekt durch Verbindungselemente wie Knotenplatten, Knotenbleche, Nagelplatten oder Laschen, an die jeder Stab für sich angeschlossen ist, verbunden. Der Schwerpunkt der zu einer direkten Verbindung oder dem Anschluss an ein Verbindungselement gehörigen Anschlussmittel wird als Anschlusspunkt bezeichnet (siehe Bild 14).

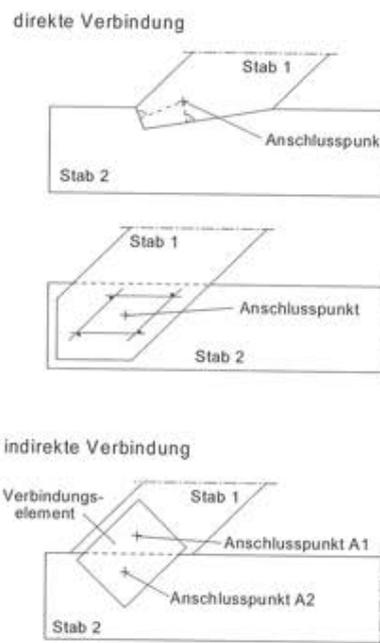


Bild 14: Verbindung von Stäben, direkte Verbindung mit Anschluss von Stab 1 an Stab 2 über Kontakt (a) und Nägel (b), indirekte Verbindung durch Anschluss von Stab 1 und Stab 2 an ein Verbindungselement (c)

- (6) Bei direkten Verbindungen dürfen die Stäbe als im Anschlusspunkt gelenkig verbunden angenommen werden, wenn das Tragwerk hierdurch nicht kinematisch wird.
- (7) Liegt der Anschlusspunkt eines Stabes nicht auf seiner Stabachse (ausmittiger Anschluss), so darf der Anschlusspunkt durch einen fiktiven Stab starr mit der zugehörigen Stabachse verbunden werden (Bild 15b).
- (8) Bei indirekten Verbindungen sind die Anschlusspunkte, die zu einem Verbindungselement gehören, im statischen Modell durch Stäbe zu verbinden.
- (9) Die Drehsteifigkeit der Anschlüsse an ein Verbindungselement ist so zu berücksichtigen, dass das Tragwerk nicht kinematisch wird. Hierzu sollten entweder
 - die Drehsteifigkeiten aller Anschlüsse berücksichtigt werden (Bild 15b), oder
 - eine hinreichende Anzahl oder alle Stäbe drehstarr an das Verbindungselement angeschlossen werden, oder
 - die Anschlusspunkte aller Stäbe drehstarr angenommen und an einen gemeinsamen Gelenkpunkt auf dem Verbindungselement angeschlossen werden (Bild 15c).

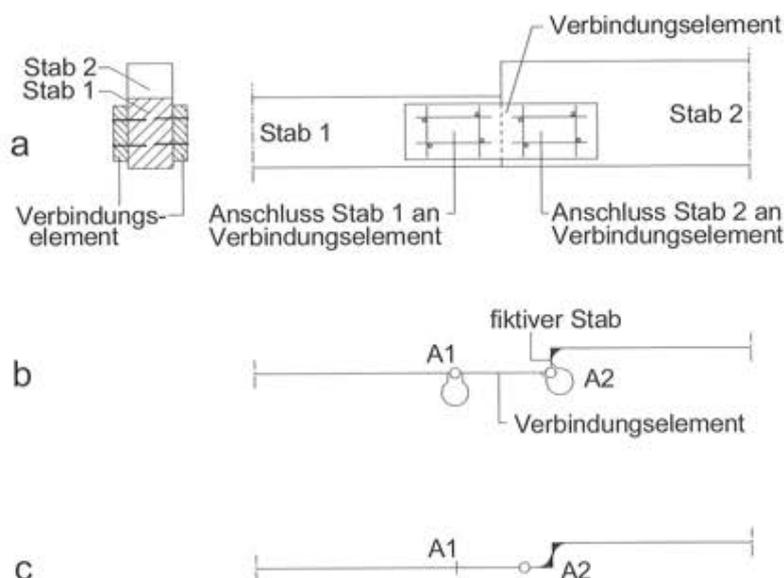


Bild 15: Indirekte Verbindung von Stäben über ein Verbindungselement. a Nagelverbindung zweier Stäbe, b Modell mit drehsteifen Anschlüssen, c Modell mit drehstarrten Anschlüssen und fiktivem Gelenkpunkt

(10) Bei der Berechnung von Fachwerken mit indirekten Verbindungen ist im allgemeinen davon auszugehen, dass Kontaktkräfte zwischen den Stäben nicht auftreten und alle Kräfte vollständig an das Verbindungselement anzuschließen sind. Ausgenommen sind

- faserparallele Stöße,
- Gurtstöße im First von Satteldachbindern,
- Verbindungen von Füllstäben mit Gurtstäben, bei denen nur vernachlässigbar kleine Kräfte in Richtung der Kontaktfuge zu übertragen sind, und
- Verbindungen des Ober- und Untergurts bei Auflagerknoten von Dreiecksbindern in Bereichen außerhalb des Verbindungselements.

(11) Die Richtung der Kraft in einem Kontaktanschluss ist rechtwinklig zur Kontaktfuge anzunehmen. Kontaktanschlüsse sind durch mechanische Verbindungsmittel in ihrer Lage zu sichern. Bei Kontaktverbindungen nach (10) sind diese mechanischen Verbindungsmittel für 50 % der durch Kontakt übertragenen Kraft zu bemessen.

8.6.2 Vereinfachte Berechnung von Fachwerken

(1) Bei fachwerkartigen Bauteilen, die ausschließlich aus Dreiecken aufgebaut sind, darf eine vereinfachte Berechnung als Fachwerksystem geführt werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- ein Teil der Auflagerfläche liegt unterhalb des Auflagerknotenpunktes,
- die Höhe des Fachwerkträgers in Feldmitte ist größer als 15% seiner Spannweite und größer als das 7-fache der größten Gurthöhe,
- der kleinste Winkel einer Verbindung zwischen Ober- und Untergurt beträgt mindestens 15°.

(2) Die Beanspruchungen sind an einem Stabwerksmodell mit gelenkigen Anschlüssen in den Knotenpunkten zu ermitteln. Bei durchlaufenden Gurten sind deren Biegemomente unter Berücksichtigung der Durchlaufwirkung zu ermitteln.

(3) Im statischen Modell müssen die Systemlinien mit den Achsen der Gurtstäbe übereinstimmen. Die Systemlinien der Füllstäbe müssen innerhalb der Ansichtsflächen der Stäbe liegen.

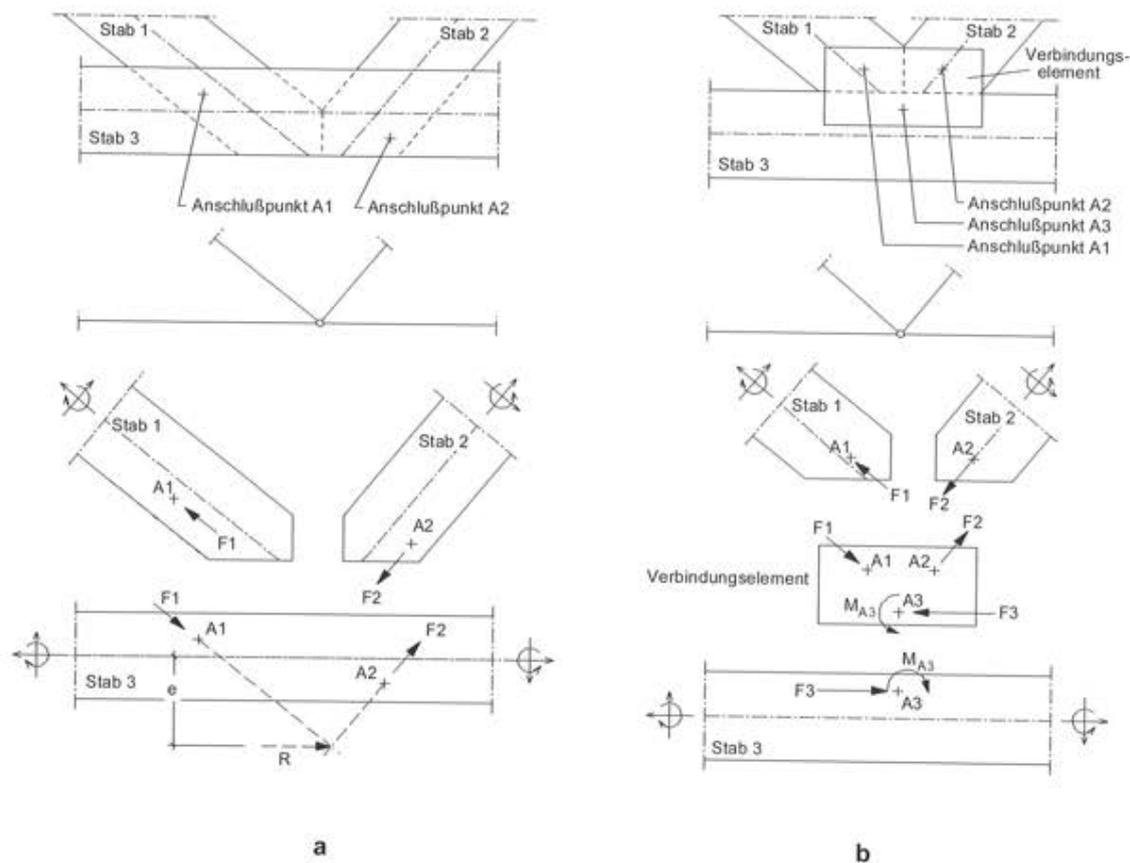


Bild 16: Knotenpunkt von Fachwerkssystemen mit statischem Modell für die vereinfachte Berechnung und Darstellung der Schnittgrößen in den Anschlusspunkten: a direkter Anschluss der Füllstäbe an den Gurt über eine flächige Verbindung mit der Ausmitte e, b indirekte Verbindung über ein Verbindungselement (Nagelplatte)

- (4) Die Anschlüsse an die Verbindungselemente und die direkten Verbindungen werden durch die Resultierende aus der Normal- und Querkraft des jeweils anzuschließenden Stabes beansprucht (Bild 16). Bei indirekten Verbindungen ist zusätzlich Absatz (7) zu beachten.
- (5) Liegt der Anschlusspunkt eines Stabes nicht auf der Stabachse, so dass die Stabkräfte nicht zentrisch in die Stäbe eingeleitet werden, ist dieses bei der Berechnung der Momente der Stäbe zu berücksichtigen.
- (6) Die Ausmitte flächiger Anschlüsse von Füllstäben an einen durchlaufenden Gurt darf bei der Schnittgrößenermittlung des Gurtes vernachlässigt werden, wenn die Ausmitte kleiner als die halbe Gurthöhe ist (Bild 16a).
- (7) Bei indirekten Verbindungen ist mindestens ein Stab drehsteif an das Verbindungselement anzuschließen. Das anzuschließende Moment ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Momente am Verbindungselement, wobei die Kräfte der angeschlossenen Stäbe als im jeweiligen Anschlusspunkt wirkend anzunehmen sind (Bild 16b).
- (8) Bei Fachwerkssystemen, die nicht den Bedingungen des Absatzes (1) entsprechen, dürfen die Regelungen für die vereinfachte Berechnung angewendet werden, wenn die Biegesteifigkeit durchlaufender Stäbe und die Verschiebungen in den Verbindungen im statischen Modell berücksichtigt werden.

8.6.3 Beanspruchungen und Verformungen im Bereich von Verbindungen

- (1) Die Verformungen der Verbindungselemente dürfen vernachlässigt werden.
- (2) Im Bereich von Auflagern und Anschlüssen darf der Momentenverlauf durchlaufender Gurte entsprechend der Annahme einer konstanten Querlast parabelförmig ausgerundet werden.
- (3) In Bereichen, in denen die Verbindungselemente und Verbindungsmittel mindestens 90% der Stabhöhe abdecken, darf der Nachweis der Schubspannungen in den Stäben entfallen.

- (4) Bei Gurten, die am unteren Rand aufgelagert und am oberen Rand belastet sind, darf die Querkraft für den Schubspannungsnachweis der Gurte entsprechend 10.2.9 (3) reduziert werden.
- (5) Bei Querkzugbeanspruchung im Bereich von Verbindungen ist Abschnitt 11.1.5 zu beachten. Für Nagelplattenverbindungen sind die Gleichungen sinngemäß anzuwenden.
- (6) Stöße dürfen als drehstarr angenommen werden, wenn die tatsächliche Verdrehung unter einer Belastung keine wesentlichen Auswirkungen auf die Schnittgrößen hat. Diese Bedingung darf als erfüllt angesehen werden.
- für Verbindungen mit einem Bemessungswert der Tragfähigkeit, der mindestens dem 1,5-fachen Bemessungswert der maßgebenden Einwirkung entspricht, oder
 - für Verbindungen mit einem Bemessungswert der Tragfähigkeit für Momentenbeanspruchung, der mindestens dem 3-fachen Bemessungswert des einwirkenden Momentes entspricht, sofern das Tragwerk bei gelenkiger Ausbildung der Verbindung nicht kinematisch wäre.

8.6.4 Knicklängen der Stäbe von Fachwerken

- (1) Die Knicklängen der Stäbe sind dem Anhang K zu entnehmen.

8.7 Flächentragwerke

8.7.1 Allgemeines

- (1) Die Schnittgrößen von Flächentragwerken oder von Flächen, die Teile von Stabwerken (z.B. Stege oder Druckplatten) sind, dürfen mit linear-elastischem Baustoffverhalten und den Steifigkeitswerten nach Abschnitt 8.3.1 berechnet werden. Die Steifigkeitswerte sind in Richtung der Hauptachsen unter Berücksichtigung des Querschnittsaufbaues zu ermitteln.
- (2) Ebene Flächen dürfen für Lasten in der Ebene als Scheiben und für Lasten rechtwinklig zur Ebene als Platten oder Trägerroste berechnet werden.
- (3) Die Scheiben- und Plattenschnittgrößen sowie die Normal- und Schubspannungen werden nach Bild 17 bezeichnet.
- (4) Beanspruchungen rechtwinklig zur Faserrichtung (Querdruck und Querkzug) und Rollschub sind zu beachten. Wenn die x-Richtung mit der Faserrichtung übereinstimmt, ist $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ der Rollschub.

8.7.2 Flächen aus zusammengeklebten Schichten

- (1) Für Flächentragwerke mit Querschnitten aus geklebten Schichten (z.B. aus Holzwerkstoffplatten, Brettern oder Bohlen) sind die auf die Mittelfläche bezogenen Steifigkeitswerte nach der Verbundtheorie mit starrem Verbund zu berechnen. Dies gilt auch für die Spannungsberechnung.
- (2) Rechenregeln sind in Anhang F angegeben.

8.7.3 Flächen aus nachgiebig miteinander verbundenen Schichten

- (1) Bei Flächentragwerken mit Querschnitten aus nachgiebig miteinander verbundenen Schichten darf die Nachgiebigkeit durch Abminderung der Schubsteifigkeit berücksichtigt werden.
- (2) Rechenregeln für die Berechnung mit abgeminderten Schubsteifigkeiten sind in Anhang F angegeben.

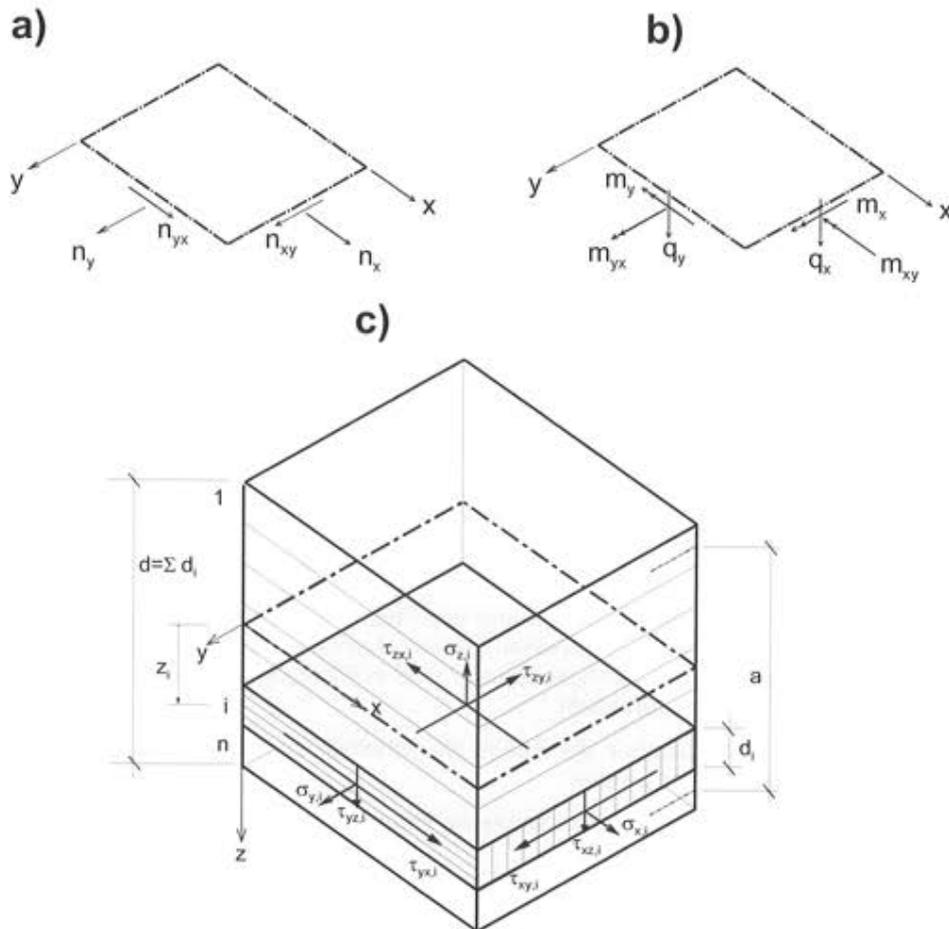


Bild 17: Bezeichnung der Scheibenschnittgrößen (a), der Plattenschnittgrößen (b) sowie der Spannungen in der Schicht i im Abstand z_i von der Mittelfläche (c)

8.7.4 Flächen aus Nadelholzlamellen

(1) Für Flächen aus Nadelholzlamellen nach Bild 18 dürfen je nach Art der Verbindung die Steifigkeitskennwerte nach Tabelle M. 15 angenommen werden.

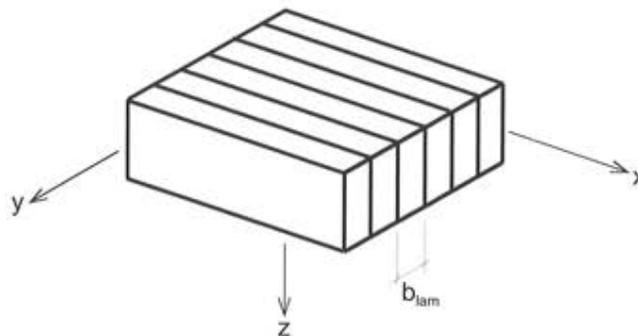


Bild 18: Flächen aus Nadelholzlamellen

9 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

9.1 Allgemeines

- (1) In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit darf der Nachweis durch eine Begrenzung der Verformungen erbracht werden.
- (2) Für Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit sind die charakteristischen Werte der Einwirkungen zu verwenden.
- (3) Der Nachweis mit der seltenen Einwirkungskombination soll Schäden an Trennwänden, Installationen, Verkleidungen oder dgl. vermeiden, der Nachweis mit der quasi-ständigen Kombination die allgemeine Benutzbarkeit und das Erscheinungsbild gewährleisten.

9.2 Berechnung der Verformungen

- (1) Die elastische Anfangsverformung w_{inst} darf mit den Mittelwerten der Elastizitäts- und Schubmoduln der Baustoffe berechnet werden. Falls die Nachgiebigkeit von Verbindungen berücksichtigt werden muss, dürfen die Rechenwerte K_{ser} verwendet werden. Rechenwerte für K_{ser} sind in Anhang V angegeben.
- (2) Die Endverformung $w_{G,fin}$ infolge ständiger Einwirkungen darf wie folgt berechnet werden:

$$w_{G,fin} = w_{G,inst} (1 + k_{def}) \quad (33)$$

Rechenwerte für die Verformungsbeiwerte k_{def} sind der Tabelle M. 2 zu entnehmen. Für Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln sind die Verformungsbeiwerte k_{def} des Baustoffes der zu verbindenden Bauteile zu verwenden. Bei Baustoffen mit unterschiedlichen Kriecheigenschaften ($k_{def,1}$, $k_{def,2}$) darf das arithmetische Mittel verwendet werden.

- (3) Für Stahlblech-Holz-Verbindungen ist der Verformungsbeiwert k_{def} des Holzes bzw. Holzwerkstoffes zu verwenden.
- (4) Bei Tragwerken aus Bauteilen mit unterschiedlichen Kriecheigenschaften darf mit abgeminderten Steifigkeitskennwerten gerechnet werden, die dadurch bestimmt sind, dass die Steifigkeitskennwerte für jedes Bauteil durch den entsprechenden Wert von $(1 + k_{def})$ geteilt werden.
- (5) Für zeitlich veränderliche Einwirkungen ist der Verformungsbeiwert k_{def} zur Ermittlung der Endverformung mit dem entsprechenden Beiwert ψ_2 der Einwirkungen nach DIN 1055-100 zu multiplizieren.
- (6) Besteht eine Lastkombination aus Einwirkungen mit unterschiedlichen Beiwerten ψ_2 , dann sind die Verformungsanteile der Endverformungen aus den verschiedenen Einwirkungen mit den jeweils entsprechenden Werten für ψ_2 zu berechnen.

9.3 Grenzwerte der Verformungen

- (1) Grenzwerte der Verformungen sind entsprechend der vorgesehenen Nutzung des Tragwerkes zu vereinbaren, soweit sie nicht in anderen Normen geregelt sind.
- (2) Die empfohlenen Grenzwerte der Verformungen gelten für trägerartige Bauteile.
- (3) Die Verformungen (hier Durchbiegungen) werden wie folgt bezeichnet, siehe Bild 19:
 - w_0 Überhöhung im lastfreien Zustand (falls vorhanden),
 - w_G Durchbiegung infolge ständiger Einwirkungen,
 - w_Q Durchbiegung infolge veränderlicher Einwirkungen.

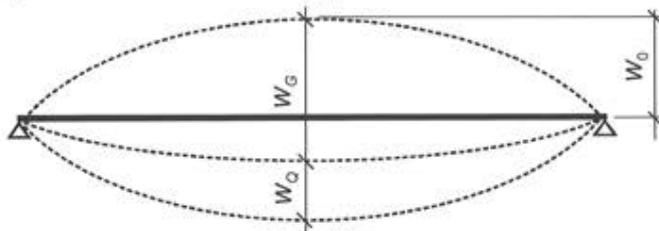


Bild 19: Anteile der Durchbiegungen

- (4) Es werden folgende Grenzwerte empfohlen:

Durchbiegung in der charakteristischen (seltenen) Bemessungssituation:

$$w_{Q,inst} \leq \ell/300 \quad (\text{Kragträger } \ell_k/150) \quad (34)$$

$$w_{fin} - w_{G,inst} \leq \ell/200 \quad (\text{Kragträger } \ell_k/100) \quad (35)$$

Durchbiegung in der quasi-ständigen Bemessungssituation:

$$w_{fin} - w_0 \leq \ell/200 \quad (\text{Kragträger } \ell_k/100) \quad (36)$$

Hierin bedeuten:

ℓ Spannweite des Trägers,

ℓ_k Länge des Kragträgers.

(5) Je nach Nutzung des Tragwerkes und Vorverformungen bei Bauteilen im Bestand können auch andere Anforderungen (größere oder kleinere Grenzwerte der Verformungen) vereinbart werden.

(6) Ein Schwingungsnachweis bei Decken in Wohngebäuden darf entfallen, wenn die am Einfeldträger ermittelte Durchbiegung $w_{G,inst}$ 5 mm nicht überschreitet. Andernfalls ist ein genauere Nachweis zu führen.

10 Allgemeine Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

10.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt enthält Nachweise der Querschnittstragfähigkeit (Abschnitt 10.2) sowie Nachweise für bestimmte Bauteile (Abschnitte 10.4 bis 10.7) in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit. Die Nachweise werden im allgemeinen auf dem Niveau der Bemessungswerte der Spannungen geführt, die mit den nach Abschnitt 8 ermittelten Schnittgrößen und den entsprechenden Querschnittswerten berechnet werden.

(2) Dieser Abschnitt enthält außerdem vereinfachte Nachweise für knick- und kipgefährdete Bauteile, deren Schnittgrößen nach Abschnitt 8.2 ermittelt wurden (Abschnitt 10.3).

(3) Nachweise für Bauteilbereiche mit Verbindungen, Ausklinkungen, Durchbrüchen und Verstärkungen sind nach Abschnitt 11 zu führen.

10.2 Nachweise der Querschnittstragfähigkeit

10.2.1 Zug in Faserrichtung des Holzes

(1) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1 \quad (37)$$

10.2.2 Zug unter einem Winkel α

(1) Für Baufurniersperrholz, Brettsperrholz und OSB-Platten mit einem Winkel α zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung bzw. Spanrichtung der Decklagen von $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,\alpha,d}}{k_\alpha \cdot f_{t,0,d}} \leq 1 \quad (38)$$

Hierin bedeutet:

$$k_\alpha = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{f_{t,0,d}}{f_{t,90,d}} \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{t,0,d}}{f_{v,d}} \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2} + \cos^4 \alpha} \quad (39)$$

mit

α Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung bzw. Spanrichtung der Decklagen.

10.2.3 Druck in Faserrichtung des Holzes

(1) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (40)$$

10.2.4 Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes

(1) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1 \quad (41)$$

mit

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (42)$$

Hierin bedeuten:

A_{ef} die wirksame Querdrukkfläche,

$k_{c,90}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der Teilflächenpressung.

Für die Ermittlung der wirksamen Querdrukkfläche A_{ef} darf das Maß der tatsächlichen Aufstandsänge in Faserrichtung des Holzes an jedem Rand um bis zu 30 mm verlängert werden.

Der Beiwert $k_{c,90}$ darf wie folgt angenommen werden:

$k_{c,90} = 1,0$ für Nadelvollholz und für Brettschichtholz mit $\ell_1 < 2h$ sowie für Laubholz,

$k_{c,90} = 1,25$ für Nadelvollholz mit $\ell_1 \geq 2h$,

$k_{c,90} = 1,5$ für Brettschichtholz mit $\ell_1 \geq 2h$ bei Schwellendruck,

$k_{c,90} = 1,75$ für Brettschichtholz mit $\ell_1 \geq 2h$ und $100 \leq \ell \leq 400$ mm bei Auflagerdruck.

ℓ , ℓ_1 und h siehe Bild 20.

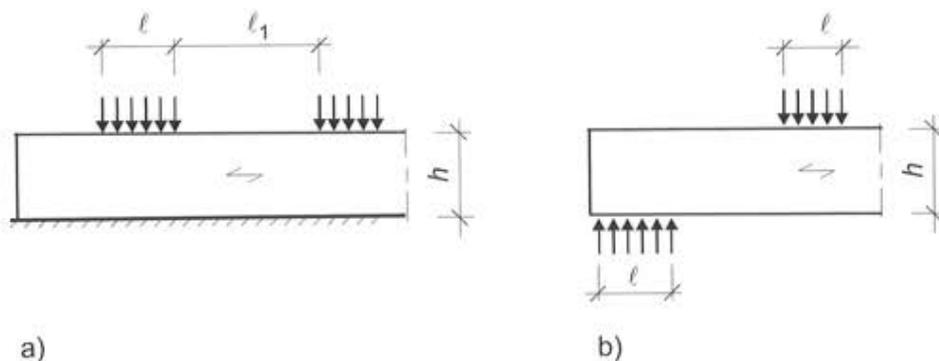


Bild 20: Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes. a Schwellendruck, b Auflagerdruck

10.2.5 Druck unter einem Winkel α

(1) Für $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_\alpha \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (43)$$

Hierin bedeutet

$$k_{\alpha} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{t,0,d}}{f_{v,d}} \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}} \quad (44)$$

mit

α Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung des Holzes bzw. Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung bzw. Spanrichtung der Decklagen.

In Gleichung (44) dürfen für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz und Furnierschichtholz ohne Querlagen $f_{c,90,d}$ und $f_{v,d}$ mit dem Faktor $\frac{A_{ef}}{A} \cdot k_{c,90}$ multipliziert werden. A_{ef} und $k_{c,90}$ sind nach Abschnitt 10.2.4 zu bestimmen.

10.2.6 Biegung

(1) Die folgenden Bedingungen müssen erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (45)$$

und

$$k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (46)$$

Hierin betragen:

$k_{red} = 0,7$ für Rechteckquerschnitte,

$k_{red} = 1,0$ für andere Querschnitte.

10.2.7 Biegung und Zug

(1) Die folgenden Bedingungen müssen erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (47)$$

und

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (48)$$

mit k_{red} nach Abschnitt 10.2.6.

10.2.8 Biegung und Druck

(1) Die folgenden Bedingungen müssen erfüllt sein:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (49)$$

und

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (50)$$

mit k_{red} nach Abschnitt 10.2.6.

10.2.9 Schub aus Querkraft

(1) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (51)$$

(2) Für Biegeträger mit Auflagerung am unteren Trägerrand und Lastangriff am oberen Trägerrand darf der Nachweis der Schubspannungen und gegebenenfalls der Schubverbindungen im Bereich von End- und Zwischenauflagern, wenn dort keine Ausklinkungen und Durchbrüche sind, mit der maßgebenden Querkraft geführt werden. Als maßgebend darf die Querkraft im Abstand h (h = Trägerhöhe über Auflagermitte) vom Auflager rand angenommen werden.

(3) Träger, die am unteren Rand aufgelagert und am oberen Rand belastet werden, dürfen mit einer reduzierten Querkraft $V_{red} = V \cdot e / (2,5 \cdot h)$ aus auflagnahen (d.h. $e \leq 2,5 \cdot h$) Einzellasten nachgewiesen werden (siehe Bild 21).

(4) Bei Biegestäben aus Nadelschnittholz dürfen die Bemessungswerte der Schubfestigkeit in Bereichen, die mindestens 1,50 m vom Hirnholzende des Holzes entfernt liegen, um 30 % erhöht werden.

(5) Bei Doppelbiegung in Rechteckquerschnitten muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (52)$$

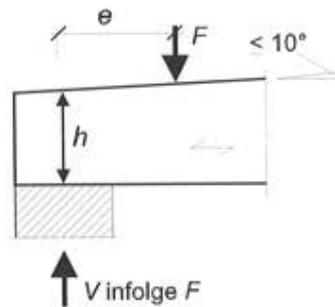


Bild 21: Auflagnahen Einzellast

10.2.10 Torsion

(1) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (53)$$

Hierin bedeutet:

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

(2) Die Torsionsspannungen dürfen näherungsweise wie für homogene Bauteile aus isotropem Material berechnet werden.

10.2.11 Schub aus Querkraft und Torsion

(1) Bei Kombination von Schub aus Querkraft und Torsion muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (54)$$

10.3 Nachweise für Stäbe nach dem Ersatzstabverfahren

10.3.1 Druckstäbe mit planmäßig mittigem Druck

(1) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (55)$$

Der Knickbeiwert k_c beträgt

$$k_c = \min \left\{ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} ; 1 \right\} \quad (56)$$

mit

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2 \right] \quad (57)$$

und

$$\begin{aligned} \beta_c &= 0,2 && \text{für Vollholz und Balkenschichtholz,} \\ \beta_c &= 0,1 && \text{für Brettschichtholz und Holzwerkstoffe} \end{aligned}$$

und mit dem bezogenen Schlankheitsgrad

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (58)$$

Hierin bedeuten:

- $\sigma_{c,crit}$ kritische Druckspannung, berechnet mit den 5 %-Quantilen der Steifigkeitskennwerte,
- $\lambda = \ell_{ef}/i$ Schlankheitsgrad
- i Trägheitsradius,
- $\ell_{ef} = \beta \cdot s$ oder $\beta \cdot h$ Ersatzstablänge,
- β Knicklängenbeiwert (siehe Anhang K),
- s bzw. h Stablänge.

10.3.2 Biegestäbe ohne Druckkraft

(1) Biegestäbe müssen an den Auflagern gegen Verdrehen gesichert sein.

(2) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (59)$$

Der Kippbeiwert k_m beträgt

$$k_m = \begin{cases} 1 & \text{für } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{für } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{für } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (60)$$

mit dem bezogenen Kippschlankheitsgrad

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{\ell_{ef}}{\pi \cdot i_m}} \cdot \sqrt{\frac{f_{m,k}}{E_{0,05} \cdot G_{05}}} \quad (61)$$

Hierin bedeuten:

- $\sigma_{m,crit}$ kritische Biegedruckspannung, berechnet mit den 5 %-Quantilen der Steifigkeitskennwerte,

$$i_m = \frac{\sqrt{I_z \cdot I_t}}{W_y}$$

mit

I_z Flächenmoment 2. Grades um die z-Achse,

I_t Torsionsträgheitsmoment,

W_y Widerstandsmoment.

(3) Für Biegestäbe mit Rechteckquerschnitt der Breite b und der Höhe h darf der bezogene Kippschlankheitsgrad berechnet werden zu:

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{\ell_{\text{ef}} \cdot h}{\pi \cdot b^2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sqrt{E_{0,05} \cdot G_{05}}}} \quad (62)$$

(4) Für den gabelgelagerten Einfeldträger mit konstantem Moment entspricht die Ersatzstablänge ℓ_{ef} der Stützweite ℓ des Trägers.

(5) Für andere Lagerungen und andere Einwirkungen ist die Ersatzstablänge ℓ_{ef} nach Anhang K zu berechnen.

(6) Für Biegestäbe, bei denen eine seitliche Verschiebung des gedrückten Randes über die ganze Länge verhindert wird, darf $k_m = 1$ gesetzt werden.

(7) Bei Biegestäben mit Rechteckquerschnitt und $\frac{\ell_{\text{ef}} \cdot h}{b^2} \leq 140$ darf $k_m = 1$ gesetzt werden. Dabei ist b die Trägerbreite.

10.3.3 Stäbe mit Biegung und Druck

(1) Die folgenden Bedingungen müssen erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (63)$$

und

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_{\text{red}} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (64)$$

Hierin bedeuten:

$k_{c,y}$ Knickbeiwert nach Gleichung (56) für Knicken um die y-Achse,

$k_{c,z}$ Knickbeiwert nach Gleichung (56) für Knicken um die z-Achse,

k_m Kippbeiwert nach Gleichung (60),

k_{red} Beiwert nach Abschnitt 10.2.6.

10.3.4 Stäbe mit Biegung und Zug

(1) Die folgenden Bedingungen müssen erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (65)$$

und

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_{\text{red}} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (66)$$

Hierin bedeuten:

k_m Kippbeiwert nach Gleichung (60),

k_{red} Beiwert nach Abschnitt 10.2.6.

10.4 Nachweise für Pultdach-, Satteldach- und gekrümmte Träger

10.4.1 Pultdachträger

(1) Der Einfluss des Faseranschnittwinkels auf die Biegefestigkeiten an druckbeanspruchten Rändern mit $\alpha > 3^\circ$ und an zugbeanspruchten Rändern ist zu berücksichtigen. Die nachfolgenden Bemessungsgleichungen gelten für $\alpha \leq 10^\circ$.

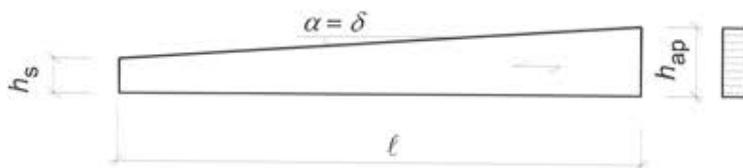


Bild 22: Pultdachträger

(2) Die Nachweisbedingungen für die Spannungen am Rand parallel zur Faserrichtung des Holzes lauten:

$$\frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (67)$$

mit den Spannungen am Rand parallel zur Faserrichtung:

$$\sigma_{m,0,d} = (1 + 4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} \quad (68)$$

(3) Die Nachweisbedingungen für die Spannungen am Rand schräg zur Faserrichtung des Holzes lauten:

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} \leq 1 \quad (69)$$

mit den Spannungen am Rand schräg zur Faserrichtung:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} \quad (70)$$

(4) Die Bemessungswerte der Festigkeit am Rand betragen im Biegezugbereich:

$$f_{m,\alpha,d} = k_{\alpha,t} \cdot f_{m,d} \quad (71)$$

mit

$$k_{\alpha,t} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}} \quad (72)$$

Für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz und Furnierschichtholz ohne Querlagen ist der Bemessungswert der Schubfestigkeit $f_{v,d}$ um 25 % abzumindern.

im Biegedruckbereich:

$$f_{m,\alpha,d} = k_{\alpha,c} \cdot f_{m,d} \quad (73)$$

mit

$$k_{\alpha,c} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}} \quad (74)$$

Für Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz und Furnierschichtholz ohne Querlagen darf der Bemessungswert der Schubfestigkeit $f_{v,d}$ um 50 % erhöht werden.

10.4.2 Satteldachträger mit geradem unteren Rand

(1) Für die faserparallelen Ränder und die Ränder mit schräg verlaufenden Fasern sind die Nachweise wie für einen Pultdachträger zu führen. Die nachfolgenden Bemessungsgleichungen gelten für $\alpha \leq 10^\circ$.

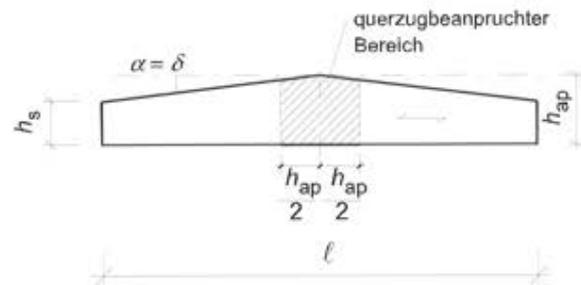


Bild 23: Satteldachträger mit geradem unteren Rand

(2) Im Firstquerschnitt müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

für die maximale Längsrandspannung:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (75)$$

mit

$$\sigma_{m,d} = (1 + 1,4 \cdot \tan \alpha + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha) \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (76)$$

und für die maximale Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes und gegebenenfalls Schub aus Querkraft:

$$\frac{\sigma_{\perp 90,d}}{1,15 \cdot (h_0 / h_{ap})^{0,3} \cdot f_{\perp 90,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (77)$$

mit

$$\sigma_{\perp 90,d} = 0,2 \cdot \tan \alpha \cdot \frac{6 M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (78)$$

Hierin bedeutet:

h_0 Bezugshöhe von 600 mm.

(3) Ist die Bedingung

$$\frac{\sigma_{\perp 90,d}}{1,15 \cdot (h_0 / h_{ap})^{0,3} \cdot 0,6 \cdot f_{\perp 90,d}} \leq 1 \quad (79)$$

erfüllt, sind für Bauteile in den Nutzungsklassen 1 und 2 konstruktive Verstärkungen zur Aufnahme zusätzlicher, klimatisch bedingter Querzugspannungen nicht erforderlich. Andernfalls ist eine konstruktive Verstärkung nach Abschnitt 11.4.5 anzuordnen.

(4) Werden die Zugkräfte rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes vollständig durch Verstärkungselemente aufgenommen (siehe 11.4.5), dann darf die Bedingung nach Gleichung (77) unbeachtet bleiben. In diesem Fall sind Verstärkungen zur Aufnahme zusätzlicher, klimatisch bedingter Querzugspannungen nicht erforderlich.

10.4.3 Gekrümmte Träger

(1) Die nachfolgenden Nachweise müssen erfüllt sein:

für die maximale Längsrandspannung:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (80)$$

mit

$$\sigma_{m,d} = (1 + 0,35 \cdot k_{ap} + 0,6 \cdot k_{ap}^2) \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (81)$$

Hierin bedeuten:

$$k_{ap} = h_{ap}/r$$

$$k_r = 1 \quad \text{für} \quad r_{in}/t \geq 240,$$

$$k_r = 0,76 + 0,001 \cdot r_{in}/t \quad \text{für} \quad r_{in}/t < 240,$$

t Lamellendicke.

(2) Für die maximale Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung muss Gleichung (77) erfüllt sein mit:

$$\sigma_{t,90,d} = 0,25 \cdot k_{ap} \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (82)$$

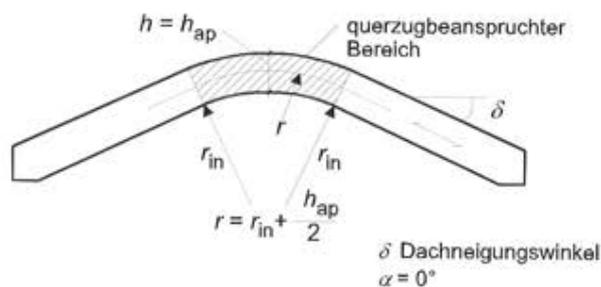


Bild 24: Gekrümmter Träger

(3) Ist die Bedingung (79) erfüllt, sind für Bauteile in den Nutzungsklassen 1 und 2 konstruktive Verstärkungen zur Aufnahme zusätzlicher, klimatisch bedingter Querzugspannungen nicht erforderlich. Andernfalls ist eine konstruktive Verstärkung nach Abschnitt 11.4.5 anzuordnen.

(4) Werden die Zugkräfte rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes vollständig durch Verstärkungselemente aufgenommen (siehe 11.4.5), dann darf die Bedingung nach Gleichung (77) unbeachtet bleiben. In diesem Fall sind Verstärkungen zur Aufnahme zusätzlicher, klimatisch bedingter Querzugspannungen nicht erforderlich.

10.4.4 Satteldachträger mit gekrümmtem unteren Rand

(1) Für die faserparallelen Ränder und die Ränder mit schräg verlaufenden Fasern sind die Nachweise wie für einen Pultdachträger zu führen. Die nachfolgenden Bemessungsgleichungen für den Firstbereich gelten für $\delta \leq 20^\circ$.

(2) Im Firstquerschnitt müssen folgende Bedingungen erfüllt sein

für die maximale Längsrandspannung:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (83)$$

mit

$$\sigma_{m,d} = k_\ell \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (84)$$

Hierin bedeuten:

$$k_\ell = k_1 + k_2 \cdot k_{ap} + k_3 \cdot k_{ap}^2 + k_4 \cdot k_{ap}^3,$$

$$k_{ap} = h_{ap}/r$$

mit

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \delta + 5,4 \cdot \tan^2 \delta,$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \delta,$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \delta - 7,8 \cdot \tan^2 \delta,$$

$$k_4 = 6 \cdot \tan^2 \delta,$$

k_r siehe Abschnitt 10.4.3.

für die maximale Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes und gegebenenfalls Schub aus Querkraft:

$$\frac{\sigma_{1,90,d}}{1,3 \cdot (h_0 / h_{ap})^{0,3} \cdot f_{1,90,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (85)$$

mit

$$\sigma_{1,90,d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (86)$$

Hierin bedeuten:

$$k_{ap} = h_{ap}/r,$$

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot k_{ap} + k_7 \cdot k_{ap}^2$$

mit

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \delta,$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \delta + 2,6 \cdot \tan^2 \delta,$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \delta - 4 \cdot \tan^2 \delta.$$

h_0 Bezugshöhe von 600 mm.

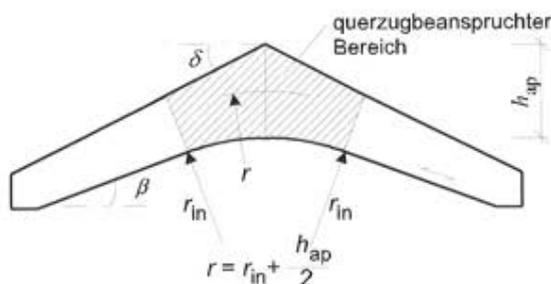


Bild 25: Träger mit zu den Auflagern hin abnehmender Höhe der geraden Trägerbereiche

(3) Ist die Bedingung

$$\frac{\sigma_{1,90,d}}{1,3 \cdot (h_0 / h_{ap})^{0,3} \cdot 0,6 \cdot f_{1,90,d}} \leq 1 \quad (87)$$

erfüllt, sind für Bauteile in den Nutzungsklassen 1 und 2 konstruktive Verstärkungen zur Aufnahme zusätzlicher, klimatisch bedingter Querkzugspannungen nicht erforderlich. Andernfalls ist eine konstruktive Verstärkung nach Abschnitt 11.4.5 anzuordnen.

(4) Werden die Zugkräfte rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes vollständig durch Verstärkungselemente aufgenommen (siehe 11.4.5), dann darf die Bedingung nach Gleichung (85) unbeachtet bleiben. In diesem Fall sind Verstärkungen zur Aufnahme zusätzlicher, klimatisch bedingter Querkzugspannungen nicht erforderlich.

10.5 Nachweise für zusammengesetzte Bauteile (Verbundbauteile)

10.5.1 Geklebte Verbundbauteile

(1) Die Nachweise sind mit den nach Abschnitt 8.4.1 ermittelten Schnittgrößen und Querschnittswerten zu führen.

(2) Es sind die folgenden Bedingungen einzuhalten:

$$\frac{\sigma_{f,c,max,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (88)$$

$$\frac{\sigma_{f,t,max,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (89)$$

$$\frac{\sigma_{f,c,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (90)$$

$$\frac{\sigma_{f,t,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1 \quad (91)$$

Hierin bedeuten:

$\sigma_{f,c,max,d}$ Bemessungswert der Randspannung im Druckgurt,

$\sigma_{f,t,max,d}$ Bemessungswert der Randspannung im Zuggurt,

$\sigma_{f,c,d}$ Bemessungswert der Schwerpunktspannung im Druckgurt,

k_c Knickbeiwert nach Gleichung (56) für den Schlankheitsgrad $\lambda_z = \ell_c / 0,289 \cdot b$,

ℓ_c Abstand zwischen denjenigen Querschnitten, bei denen ein seitliches Ausweichen des Druckgurtes verhindert wird,

$\sigma_{f,t,d}$ Bemessungswert der Schwerpunktspannung im Zuggurt.

(3) Falls für den Steg geklebter, dünnstegiger Träger kein genauere Beulnachweis geführt wird, sind die folgenden Bedingungen einzuhalten:

$$h_w \leq 70 \cdot b_w \quad (92)$$

und

$$V_d \leq n \cdot b_w \cdot h_w \cdot [1 + 0,5 \cdot (h_{f,t} + h_{f,c}) / h_w] \cdot f_{v,0,d} \quad \text{für } h_w \leq 35 \cdot b_w \quad (93)$$

$$V_d \leq n \cdot 35 \cdot b_w^2 \cdot [1 + 0,5 \cdot (h_{f,t} + h_{f,c}) / h_w] \cdot f_{v,0,d} \quad \text{für } 35 \cdot b_w < h_w \leq 70 \cdot b_w \quad (94)$$

Hierin bedeuten:

$h_w, h_{f,c}, h_{f,t}, b_w$ siehe Bild 26,

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit bei Scheibenbeanspruchung für das Stegmaterial

V_d Bemessungswert der Querkraft (Schubkraft),

n Anzahl der Stege mit jeweils der Stegdicke b_w .

(4) Für die Klebfuge zwischen Steg und Gurt (Schnitt 1-1 in Bild 26) ist nachzuweisen, dass

$$\tau_{ef,d} \leq f_{v,d} \quad \text{für } h_{f,c(t)} \leq 4 \cdot b_w \quad (95)$$

$$\tau_{ef,d} \leq f_{v,d} \cdot (4 \cdot b_w / h_{f,c(t)})^{0,8} \quad \text{für } h_{f,c(t)} > 4 \cdot b_w \quad (96)$$

Hierin bedeuten:

$\tau_{ef,d}$ Bemessungswert der Schubspannung, die als über die Gurthöhe $h_{f,c(t)}$ gleichmäßig verteilt angenommen wird,

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit des Gurtes oder des Steges bei Plattenbeanspruchung.

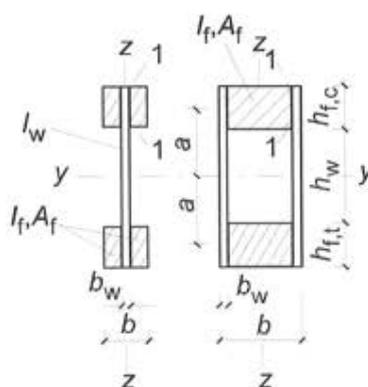


Bild 26: Stegträger

(5) Für die Klebfuge zwischen Beplankung und Rippe von Tafелеlementen ist die folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (97)$$

Hierin bedeuten:

$\tau_{ef,d}$ Bemessungswert der als gleichmäßig verteilt über die Breite des Schnittes 1-1 (siehe Bild 5) angenommenen Schubspannung,

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubspannung der Beplankung bei Plattenbeanspruchung.

10.5.2 Zusammengesetzte Biegestäbe mit nachgiebigem Verbund

(1) Die Nachweise sind mit den nach Abschnitt 8.4.2 ermittelten Schnittgrößen zu führen.

(2) Für die Einzelquerschnitte sind die Bedingungen von 10.5.1 (2) und (3) sinngemäß einzuhalten.

(3) Für dünnwandige Stege ist zusätzlich zu den Gleichungen (93) bzw. (94) folgende Bedingung einzuhalten:

$$h_w + \frac{1}{2} \cdot (h_{f,c} + h_{f,i}) \leq 70 \cdot b_w \quad (98)$$

(4) Örtliche Spannungserhöhungen infolge von Querschnittsschwächungen dürfen näherungsweise ermittelt werden, indem

- die Schwerpunktspannungen σ_i mit $A_i/A_{i,n}$,

- die Biegespannungen $\sigma_{m,i}$ mit $I_i/I_{i,n}$

multipliziert werden.

Dabei bedeuten:

$A_{i,n}$ Nettoquerschnittsfläche des Querschnittsteiles i ,

$I_{i,n}$ Flächenmoment 2. Grades des geschwächten Querschnittsteiles i , bezogen auf die Achse des ungeschwächten Querschnittsteiles i .

(5) Für die maximalen Schubspannungen der Querschnittsteile i ist folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{\tau_{i,max,d}}{f_{i,v,d}} \leq 1 \quad (99)$$

(6) Die Beanspruchung $F_{i,d}$ eines Verbindungsmittels in der Fuge i hat folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{F_{i,d}}{R_{i,d}} \leq 1 \quad (100)$$

Hierin bedeutet:

$R_{i,d}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit des Verbindungsmittels in der Fuge i .

10.5.3 Aus Holz oder Holzwerkstoffen zusammengesetzte Druckstäbe mit nachgiebigem Verbund und doppelsymmetrischem Querschnitt

- (1) Die Verformungen der Druckstäbe infolge von Verschiebungen in Verbindungen, infolge von Schub- und Biegeverformungen in Zwischen- und Bindehölzern und in den Einzelteilen oder Gurten sowie infolge der Normalkräfte in den Pfosten und Diagonalen von Gitterstäben sind zu berücksichtigen.
- (2) Für beidseits gelenkig gelagerte, planmäßig mittig belastete Druckstäbe dürfen die nachfolgenden Bemessungsgleichungen verwendet werden.
- (3) Für das Ausknicken in y -Richtung (Knicken um die z -Achse) ist der Nachweis nach Abschnitt 10.3.1 zu führen.
- (4) Für das Ausknicken in z -Richtung (Knicken um die y -Achse) ist der Knickbeiwert k_c nach Gleichung (56) für den wirksamen Schlankheitsgrad λ_{ef} anstelle der Schlankheit λ in Gleichung (58) zu ermitteln.
- (5) Für nicht gespreizte Stäbe ist:

$$\lambda_{ef} = \frac{\ell_z}{\sqrt{\frac{(E \cdot I)_{ef}}{(E \cdot A)_{tot}}}} \quad (101)$$

- (6) Für gespreizte Stäbe (Rahmenstäbe) nach Bild 27 darf der wirksame Schlankheitsgrad λ_{ef} ermittelt werden zu

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (102)$$

mit

$$\lambda = \ell_y \cdot \sqrt{\frac{12}{h^2 + 3 \cdot a_1^2}} \quad \text{für zweiteilige Rahmenstäbe} \quad (103)$$

$$\lambda = \ell_y \cdot \sqrt{\frac{12}{h^2 + 8 \cdot a_1^2}} \quad \text{für dreiteilige Rahmenstäbe} \quad (104)$$

und

$$\lambda_1 = \max \left\{ 30 ; \frac{\ell_1 \cdot \sqrt{12}}{h} \right\} \quad (105)$$

Hierin bedeuten:

- n Anzahl der Einzelstäbe,
- $\ell_y = \beta \cdot h$ Knicklänge für Ausknicken in z -Richtung (Knicken um Achse y - y); β nach Anhang K,
- η Beiwert für Rahmenstäbe nach Tabelle 6,
- $a_1 = a + h$ Schwerpunktsabstand der Einzelstäbe.

Tabelle 6: Beiwerte η für Rahmenstäbe

	1	2	3	4	5	6
1		Zwischenhölzer			Bindehölzer	
2		Kleber	Nägel	Dübel	Kleber	Nägel
3	ständige/lang andauernde Belastung	1	4	3,5	3	6
4	mittellange/kurz andauernde Belastung	1	3	2,5	2	4,5

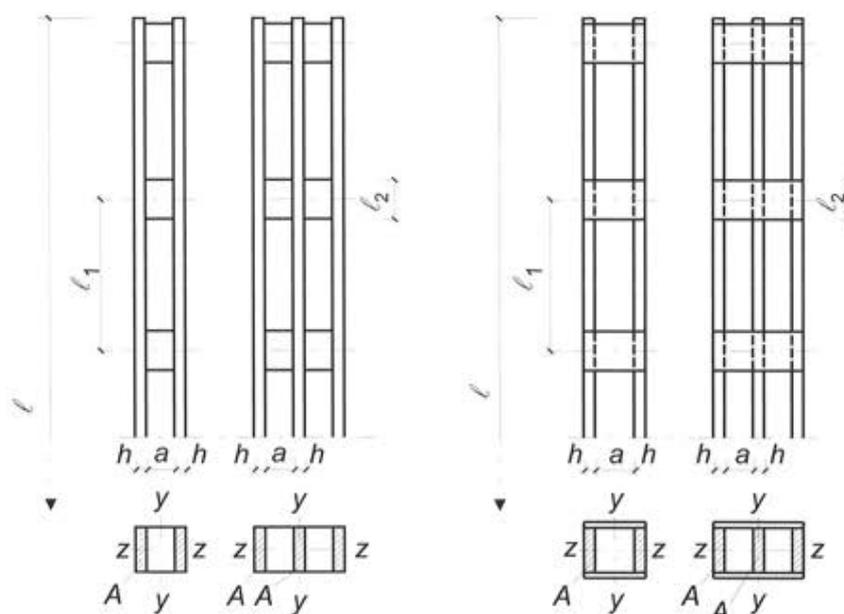


Bild 27: Rahmenstäbe

Gleichung (102) gilt nur unter folgenden Voraussetzungen:

- ungerade Anzahl der Felder zwischen den Querverbindungen ≥ 3 ,
- $a/h \leq 3$ und $\ell_2/a \geq 1,5$ im Rahmenstab mit Zwischenhölzern,
- $a/h \leq 6$ und $\ell_2/a \geq 2$ im Rahmenstab mit Bindehölzern,
- in jeder Fuge Querverbindung/Stab mehr als zwei Dübel oder mehr als vier Nägel,
- an den Stabenden in jeder Fuge Querverbindung/Stab mehr als vier Nägel in einer Reihe hintereinander.

(7) Für Gitterstäbe nach Bild 28 darf λ_{ef} ermittelt werden zu:

$$\lambda_{\text{ef}} = \max \left\{ \frac{2 \cdot \ell_y}{a_1} \cdot \sqrt{1 + \mu} ; 2,1 \cdot \frac{\ell_y}{a_1} \right\} \quad (106)$$

mit μ nach Tabelle 7.

Die Gleichung (106) gilt nur unter folgenden Voraussetzungen:

- ungerade Anzahl der Felder zwischen den Vergitterungen ≥ 3 ,
- mindestens vier Nägel in jeder Scherfuge des Strebenanschlusses,
- $\lambda_1 = \ell_1 / \sqrt{I_{\text{min}}} \leq 60$,
- Nagelanzahl im Pfostenanschluss (bei N-Vergitterung) $> n \cdot \sin \theta$
- (n = Nagelanzahl je Strebenanschluss).

Tabelle 7: Beiwerte μ für Gitterstäbe

	1	2	3
1		V-Vergitterung	N-Vergitterung
2	geklebt	$4 \cdot \frac{e^2 \cdot A_f}{l_f} \cdot \left(\frac{a_1}{\ell_y} \right)^2$	$\frac{e^2 \cdot A_f}{l_f} \cdot \left(\frac{a_1}{\ell_y} \right)^2$
3	genagelt	$25 \cdot \frac{a_1 \cdot E_{\text{mean}} \cdot A_f}{\ell_y^2 \cdot n \cdot K_{u,\text{mean}} \cdot \sin 2\theta}$	$50 \cdot \frac{a_1 \cdot E_{\text{mean}} \cdot A_f}{\ell_y^2 \cdot n \cdot K_{u,\text{mean}} \cdot \sin 2\theta}$

In Tabelle 7 bedeuten:

e Ausmitte in der Verbindung (siehe Bild 28),

$K_{u,mean}$ Verschiebungsmodul eines Nagels.

(8) Dem Nachweis der Verbindungen ist eine über die ganze Stablänge als wirksam angenommene Querkraft zugrunde zu legen. Der Bemessungswert dieser Querkraft V_d beträgt:

$$V_d = F_{c,d} / (120 \cdot k_c) \quad \text{für } \lambda_{ef} \leq 30 \quad (107)$$

$$V_d = F_{c,d} \cdot \lambda_{ef} / (3600 \cdot k_c) \quad \text{für } 30 < \lambda_{ef} < 60 \quad (108)$$

$$V_d = F_{c,d} / (60 \cdot k_c) \quad \text{für } 60 \leq \lambda_{ef} \quad (109)$$

Hierin bedeutet:

k_c Knickbeiwert nach Gleichung (56) für den Schlankheitsgrad λ_{ef} .

Für nicht gespreizte Stäbe ist die Beanspruchung $F_{i,d}$ eines Verbindungsmittels in jeder Fuge aus dem aus V_d resultierenden Schubfluss in dieser Fuge zu ermitteln. Folgende Bedingung ist einzuhalten:

$$\frac{F_{i,d}}{R_{i,d}} \leq 1 \quad (110)$$

Hierin bedeutet:

$R_{i,d}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit des jeweiligen Verbindungsmittels.

Für gespreizte Stäbe (Rahmenstäbe) sind die Querverbindungen für die in Bild 29 angegebenen Schubkräfte T_d nachzuweisen. Für T_d darf angenommen werden:

$$T_d = \frac{V_d \cdot \ell_1}{a_1} \quad (111)$$

Für Gitterstäbe sind die Pfosten und ihre Anschlüsse für V_d , die Streben und ihre Anschlüsse für $V_d / \sin \theta$ nachzuweisen.

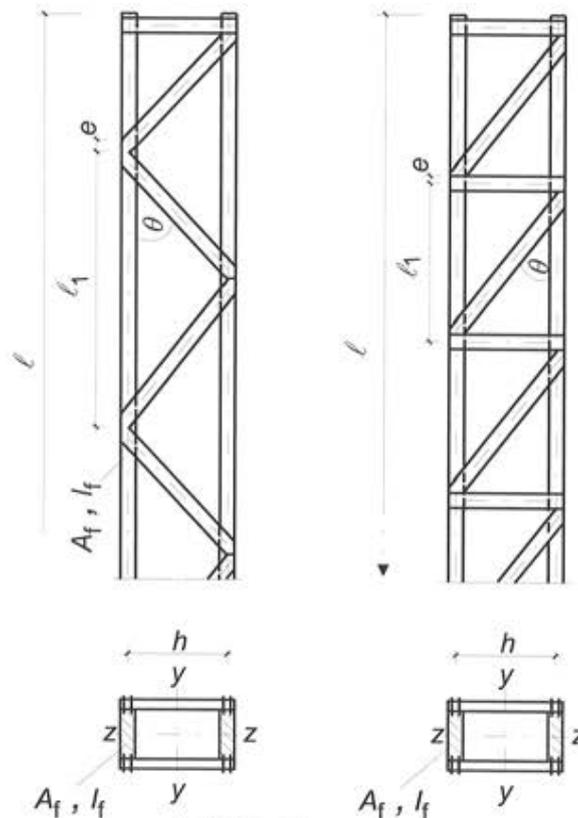


Bild 28: Gitterstäbe

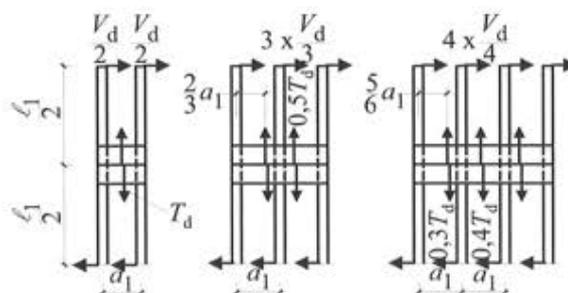


Bild 29: Querkräfteverteilung und Belastung der Querverbindungen bei Rahmenstäben

10.6 Nachweise der Scheibenbeanspruchung von Tafeln

(1) Für die Beplankung von Dach-, Decken- und Wandtafeln unter Scheibenbeanspruchung sind die folgenden Bedingungen einzuhalten

$$\frac{S_{v,0,d}}{f_{v,0,d}} \leq 1 \quad (112)$$

$$\frac{S_{v,90,d}}{f_{v,90,d}} \leq 1 \quad (113)$$

mit

$$f_{v,0,d} = \min \begin{cases} k_{v1} \cdot R_d / a_v \\ k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \\ f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 / a_r \end{cases} \quad (114)$$

$$f_{v,90,d} = \min \begin{cases} R_d / a_v \\ f_{c,d} \cdot t \\ f_{c,d} \cdot 20 \cdot t^2 / a_r \end{cases} \quad (115)$$

Hierin bedeuten:

$S_{v,0,d}$	Bemessungswert des Schubflusses der Beplankung,
$f_{v,0,d}$	Bemessungswert der längenbezogenen Schubfestigkeit der Beplankung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Verbindung und der Platten sowie des Beulens,
$f_{v,d}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit der Platten,
$S_{v,90,d}$	Bemessungswert der längenbezogenen Beanspruchung der Beplankung,
$f_{v,90,d}$	Bemessungswert der längenbezogenen Festigkeit der Beplankung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Verbindung und der Platten sowie des Beulens,
$f_{c,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit der Platten
R_d	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels auf Abscheren,
a_v	Abstand der Verbindungsmittel untereinander,
k_{v1}	Beiwert zur Berücksichtigung der Anordnung und Verbindungsart der Platten,
k_{v2}	Beiwert zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchung nach Abschnitt 8.5.1 (2),
t	Dicke der Platten
a_r	Abstand der Rippen.

(2) Der Beiwert k_{v1} darf angenommen werden zu:

- $k_{v1} = 1,0$ für Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern,
- $k_{v1} = 0,66$ für Tafeln mit nicht allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern.

(3) Wenn kein genauere Nachweis der Tragfähigkeit der Platten für die Zusatzbeanspruchungen gemäß 8.5.1 (2) geführt wird, darf der Beiwert k_{v2} angenommen werden zu:

- $k_{v2} = 0,33$ bei einseitiger Beplankung,

$k_{v2} = 0,5$ bei beidseitiger Beplankung.

(4) Werden bei Tafeln mit allseitig schubsteif verbundenen Plattenrändern für den Anschluss der Platten an die Rippen stiftförmige Verbindungsmittel verwendet, so dürfen die charakteristischen Tragfähigkeiten nach Abschnitt 12 mit um 20% erhöhten Werten in Rechnung gestellt werden.

(5) Bei beidseitig gleicher Beplankung, darf die Tragfähigkeit als Summe der Beiträge der beiden Beplankungen berechnet werden. Falls unterschiedliche Platten oder Verbindungsmittel verwendet werden, darf die Tragfähigkeit der schwächeren Seite nur zu 80% in Rechnung gestellt werden.

(6) Wenn die Beplankung einer Wandtafel horizontal gestoßen ist und die Plattenbreite kleiner als $0,5 h$ ist, dann ist der Bemessungswert der Tragfähigkeit unter Horizontallast um $1/6$ abzumindern.

10.7 Nachweise für Flächentragwerke

10.7.1 Flächen aus Schichten

(1) Die aus den Schnittgrößen berechneten Spannungen sind den Bemessungswerten der Festigkeiten gegenüberzustellen. Bei Querschnitten aus verschiedenen Schichten gilt dies für jede Schicht i eines Querschnittes. Dabei sind die Spannungen in den Hauptrichtungen (in der Regel Faserrichtung und rechtwinklig dazu, siehe Bild 17) aus Platten- und Scheibenbeanspruchung zu betrachten. Gleichzeitiges Auftreten von verschiedenen Spannungen ist zu berücksichtigen.

(2) Die folgenden Bedingungen für die Beanspruchung in Faserrichtung müssen in jeder Schicht erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (116)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (117)$$

$$\left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{drill,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (118)$$

Hierin bedeuten:

$\sigma_{t,0,d}$ Bemessungswert der Zugspannung in Faserrichtung im Schwerpunkt der Schicht,

$\sigma_{c,0,d}$ Bemessungswert der Druckspannung in Faserrichtung im Schwerpunkt der Schicht,

$\sigma_{m,d}$ Bemessungswert der Biegespannung in Faserrichtung der Schicht,

$\tau_{drill,d}$ Bemessungswert der Drillspannung aus dem Drillmoment m_{xy} in der Schicht (entspricht τ_{xy} in Bild 17),

τ_d Bemessungswert der Schubspannung aus Querkraft q_x .

(3) Die folgenden Bedingungen für die Beanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung und den Rollschub müssen in jeder Schicht erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1 \quad (119)$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1 \quad (120)$$

Hierin bedeuten:

$\sigma_{t,90,d}$ Bemessungswert der Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung in der Schicht aus Biegung und Normalkraft,

ANMERKUNG: Bei Schichten aus Schnittholz darf mit $E_{90} = 0$ gerechnet werden. Damit wird rechnerisch $\sigma_{t,90,d} = 0$.

$\sigma_{c,90,d}$ Bemessungswert der Druckspannung rechtwinklig zur Faserrichtung in der Schicht aus Biegung und Normalkraft,

$\tau_{R,d}$ Bemessungswert der Rollschubspannung in der Schicht.

- (4) Bei zusammengeklebten Schichten gilt für den Nachweis der Klebfuge Abschnitt 14.
 (5) Bei Schichten, die mit mechanischen Verbindungsmitteln verbunden sind, gelten für den Nachweis der Schubübertragung die Abschnitte 12 und 13.

10.7.2 Flächen aus Vollholzlamellen

(1) Beim Nachweis der Tragwirkung in Faserrichtung dürfen die Bemessungswerte der Biege- und Schubfestigkeit um einen Systembeiwert k_t erhöht in Rechnung gestellt werden:

$$f_{m,i,d} = k_t \cdot f_{m,d} \quad (121)$$

$$f_{v,i,d} = k_t \cdot f_{v,d} \quad (122)$$

Hierin bedeuten:

$f_{m,d}$ Bemessungswert der Biegefestigkeit der Lamelle,

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit der Lamelle,

k_t Systembeiwert nach Bild 30.

Die Anzahl der mitwirkenden Lamellen ergibt sich wie folgt:

$$n = b_{ef} / b_{lam} \quad (123)$$

Hierin bedeuten:

b_{ef} mitwirkende Breite; $b_{ef} = M_{Träger} / m_{Platte}$

$M_{Träger}$ ist das Biegemoment aus Trägerberechnung,

m_{Platte} ist das Biegemoment aus Plattenberechnung.

b_{lam} Breite der Lamelle nach Bild 18.

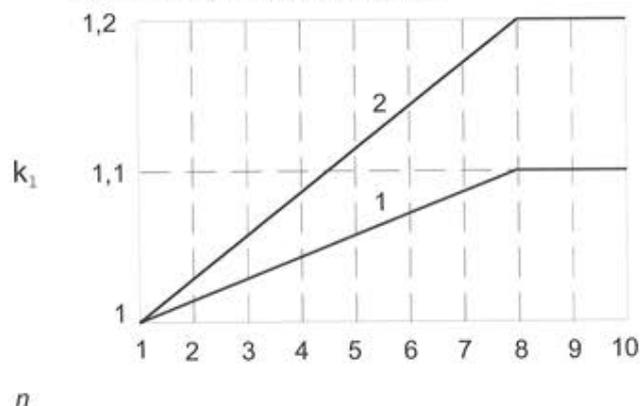


Bild 30: Systembeiwert k_t für Lamellen in Abhängigkeit von der Anzahl n der mitwirkenden Lamellen.

Linie 1: nachgiebig verbundene Lamellen; Linie 2: zusammengespannte oder verklebte Lamellen

- (2) Für die Spannungen rechtwinklig zur Lamellenrichtung, die aus einer Teilflächenbelastung herrühren, müssen die Bedingungen der Gleichungen (119) und (120) für den Querschnittsrand und die Querschnittsmitte erfüllt sein.
 (3) Bei Flächen aus nachgiebig verbundenen Lamellen und Teilflächenbelastung ist die Querkraftübertragung von Lamelle zu Lamelle über stiftförmige Verbindungsmittel nach Abschnitt 12 nachzuweisen.
 (4) Bei Flächen aus zusammengespannten Lamellen und Teilflächenbelastung muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$q_{v,d} < \mu_d \cdot \sigma_{p,min} \cdot h \quad (124)$$

Hierin bedeuten:

$q_{v,d}$ Bemessungswert der Querkraft, die von Lamelle zu Lamelle zu übertragen ist,

$\sigma_{p,min}$ geringste verbleibende Langzeitquerdruckspannung infolge der Vorspannung,

h Dicke der Platte,

μ_d Bemessungswert für den Reibungskoeffizienten:

sägerau-sägerau	0,3
gehobelt-gehobelt	0,2
sägerau-gehobelt	0,2
Holz-Beton	0,4

10.7.3 Theorie II. Ordnung, Stabilitätsnachweise

(1) Die Schnittgrößen ebener Flächen mit Druckkräften aus Scheibenbeanspruchung sind nach Theorie II. Ordnung entsprechend Abschnitt 8.3 zu berechnen. Dies ist nicht erforderlich, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist.

$$\ell_{ef} \sqrt{\frac{N_d \cdot \gamma_M}{E_{0,mean} \cdot I}} \leq 1,0 \quad (125)$$

Hierin bedeuten:

ℓ_{ef} Ersatzstablänge der Fläche; bei Wänden ist ℓ_{ef} die Geschosshöhe oder der halbe Abstand der Aussteifungen durch Querwände (der kleinere Wert ist maßgebend),

E/I Biegesteifigkeit für die Breite $b = 1$ nach Anhang F,

N_d Druckkraft für die Breite $b = 1$.

(2) Schalen sind auf Beulen zu untersuchen, sofern die Beulsicherheit nicht offensichtlich ist.

(3) Der Beulnachweis von Flächen zusammengesetzter Bauteile ist erbracht, wenn die Bedingungen nach Tabelle 5 bzw. die Bedingungen nach den Gleichungen (92) sowie (93) und (94) eingehalten sind.

11 Verbindungen, Ausklinkungen, Durchbrüche und Verstärkungen

11.1 Verbindungen

11.1.1 Allgemeines

(1) Die Berechnung der Beanspruchungen der Bauteile in Verbindungen ist auf der Grundlage der im Abschnitt 8.6 beschriebenen Anforderungen an Stabwerke durchzuführen. Die sich dabei aus einseitigen Lasteinleitungen ergebenden Zusatzmomente sind zu berücksichtigen.

(2) Der Einfluss von zwischen Zugkräften F_t und Druckkräften F_c in den Bauteilen wechselnden Beanspruchungen auf die Tragfähigkeit stiftförmiger metallischer Verbindungsmittel ist dadurch zu berücksichtigen, daß die Verbindung für den Bemessungswert

$$F_d = \max \{ F_{t,d} + 0,5 \cdot F_{c,d}; F_{c,d} + 0,5 \cdot F_{t,d} \} \quad (126)$$

nachzuweisen ist.

Dieser Nachweis darf bei kurzer Lasteinwirkungsdauer entfallen.

(3) Der Verschiebungsmodul $K_{u,mean}$ darf bei stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit vereinfachend angenommen werden zu

$$K_{u,mean} = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (127)$$

Rechenwerte für K_{ser} sind in Anhang V angegeben.

11.1.2 Zugverbindungen

(1) Bei symmetrisch ausgeführten Zugverbindungen mit Schrauben, Bolzen, Passbolzen und Nägeln in nicht vorgebohrten Nagellöchern darf beim Nachweis der Tragfähigkeit der einseitig beanspruchten Bauteile das Zusatzmoment vereinfacht durch eine Verminderung des Bemessungswertes der Zugtragfähigkeit um ein Drittel berücksichtigt werden.

(2) Bei Zuganschlüssen mit anderen Verbindungsmitteln darf der vereinfachte Nachweis nach (1) geführt werden, wenn die Verkrümmung der einseitig beanspruchten Bauteile durch auf Herausziehen beanspruchte Verbindungsmittel verhindert wird.

- bei stiftförmigen Verbindungsmitteln sind in der ersten beziehungsweise letzten Verbindungsmittelreihe Verbindungsmittel mit einer ausreichenden Beanspruchbarkeit auf Herausziehen zu verwenden (siehe Bild 31 oben)
- bei anderen Verbindungsmitteln sind vor beziehungsweise hinter dem eigentlichen Anschluss diese Verbindungsmittel zusätzlich anzuordnen (siehe Bild 31 unten).

(3) Die Verbindungsmittel sind für eine in Richtung der Stiftachse wirkende Zugkraft $F_{t,d}$ zu bemessen:

$$F_{t,d} = \frac{F_d \cdot t}{2 \cdot n \cdot a} \quad (128)$$

zu bemessen.

Hierin bedeuten

F_d Normalkraft in der einseitig beanspruchten Lasche

n Anzahl der in Richtung der Kraft F_d hintereinander liegenden Verbindungsmittel

t Dicke der Lasche

a Abstand der auf Herausziehen beanspruchten Verbindungsmittel von der nächsten Verbindungsmittelreihe

(4) Bei Zuganschlüssen mit anderen Verbindungsmitteln ohne Maßnahmen zur Verhinderung der Verkrümmung darf der Nachweis entsprechend Absatz (1) durch eine Verminderung des Bemessungswertes der Zugtragfähigkeit um 60 % geführt werden.

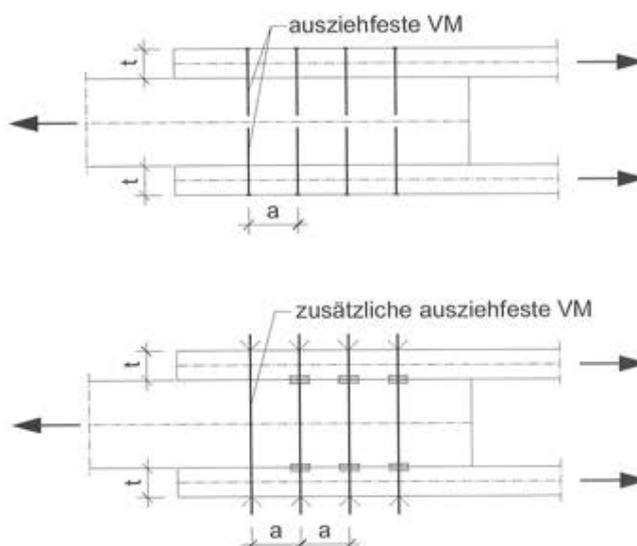


Bild 31: Maßnahmen zur Vermeidung der Verkrümmung einseitig beanspruchter Bauteile in Zuganschlüssen

11.1.3 Druckverbindungen

(1) Die durch den Stoß eines Druckstabes verursachten Änderungen des Verformungsverhaltens des Stabes sind bei der Berechnung der Beanspruchungen zu berücksichtigen.

(2) Bei einem Kontaktstoß im äußeren Viertelteil der Knicklänge darf der Einfluss der Verformungen auf die Beanspruchungen vernachlässigt werden, wenn der Kontaktstoß durch eine Verbindung mit Laschen gesichert wird. Die Laschenverbindung ist für 50 % der durch Kontakt übertragenen Kraft zu bemessen.

(3) Bei Stößen von Vollwandbiegeträgern im Bereich zwischen zwei Abstützungen darf der Druckgurt wie ein Druckstab mit einer Knicklänge gleich dem Abstand der Abstützungen behandelt werden.

11.1.4 Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel

(1) Wird die Lasteinwirkung auf eine Verbindung von unterschiedlichen Verbindungsmitteln aufgenommen, sind die Unterschiede in der Nachgiebigkeit zu berücksichtigen. Kleber und mechanische Verbindungsmittel dürfen wegen des sehr unterschiedlichen Last-Verformungs-Verhaltens nicht als gemeinsam wirkend in Rechnung gestellt werden.

(2) Bei Verbindungsmitteln mit einem duktilen Tragverhalten darf die unterschiedliche Verformung der Verbindungsmittel bei Erreichen der Traglast dadurch berücksichtigt werden, dass die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels, auf das rechnerisch der kleinere Teil der zu übertragenden Kraft entfällt, auf zwei Drittel abgemindert wird.

(3) Folgende Verbindungsmittel dürfen als duktil im Sinne des Absatzes (2) betrachtet werden:

- Auf Abscheren beanspruchte Stifte, die nach den vereinfachenden Regeln in Abschnitt 12.2 bemessen sind,
- Auf Abscheren beanspruchte schlanke Stifte mit einem Verhältnis von Holzdicke zu Stiftdurchmesser von mindestens 6, die nach den genaueren Regeln nach Anhang V bemessen sind,
- Kontaktanschlüsse,
- Einpressdübel,
- Verbindungsmittel in Verbindungen, bei denen das Spalten des Holzes im Verbindungsbereich durch Querzugverstärkungen verhindert wird.

11.1.5 Queranschlüsse

(1) Werden Bauteile mit Rechteckquerschnitt durch eine Kräfteinleitung rechtwinklig zur Holzfaserrichtung beansprucht (siehe z.B. Bild 32), dürfen die dadurch verursachten Querzugspannungen wie folgt berücksichtigt werden. Für Queranschlüsse mit $a/h > 0,7$ ist ein Nachweis nicht erforderlich. Queranschlüsse mit $a/h < 0,2$ dürfen nur durch kurze Lasteinwirkungen (z. B. Windsogkräfte) beansprucht werden.

(2) Für Queranschlüsse mit $a/h \leq 0,7$ ist die folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{F_{90,d}}{R_{90,d}} \leq 1 \quad (129)$$

mit

$$R_{90,d} = k_s \cdot k_r \cdot \left(6,5 + \frac{18 \cdot a^2}{h^2} \right) \cdot (t_{ef} \cdot h)^{0,8} \cdot f_{t,90,d} \quad (130)$$

wobei

$$k_s = \max \left\{ 1; 0,7 + \frac{1,4 \cdot a_r}{h} \right\} \quad (131)$$

und

$$k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{h} \right)^2} \quad (132)$$

Queranschlüsse mit $a_r/h > 1$ und $F_{90,d} > 0,5 \cdot R_{90,d}$ sind zu verstärken (siehe Abschnitt 11.4).

Hierin bedeuten:

$F_{90,d}$ der Bemessungswert der Kraftkomponente rechtwinklig zur Faserrichtung in N,

$R_{90,d}$ der Bemessungswert der Tragfähigkeit des Bauteils in N,

k_s Beiwert zur Berücksichtigung mehrerer nebeneinander angeordneter Verbindungsmittel,

k_r Beiwert zur Berücksichtigung mehrerer übereinander angeordneter Verbindungsmittel (für eingeklebte Stahlstäbe siehe Abschnitt 14.3),

a Abstand des (obersten) Verbindungsmittels vom beanspruchten Rand in mm,

a_r Abstand der beiden äußersten Verbindungsmittel (siehe Bild 32); der Abstand der Verbindungsmittel untereinander in Faserrichtung des querzuggefährdeten Holzes darf $0,5 \cdot h$ nicht überschreiten,

h Höhe des Bauteils in mm,

t_{ef} wirksame Anslusstiefe in mm,

n Anzahl der Verbindungsmittelreihen,

h_i Abstand der jeweiligen Verbindungsmittelreihe vom unbeanspruchten Bauteilrand (siehe Bild 32).

(3) Bei beidseitigem oder mittigem Queranschluss gilt:

$$t_{ef} = \min \left\{ \sum t; 24 \cdot d \right\} \quad \text{für Holz-Holz- oder Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen mit Nägeln oder Holzschrauben,}$$

$$t_{ef} = \min \left\{ \sum t; 30 \cdot d \right\} \quad \text{für Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen,}$$

$$t_{ef} = \min \left\{ \sum t; 12 \cdot d \right\} \quad \text{für Stabdübel- und Bolzenverbindungen,}$$

$$t_{ef} = \min \{ b; 100 \text{ mm} \} \quad \text{für Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart,}$$

$$t_{ef} = \min \{ b; 6 \cdot d \} \quad \text{für Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben.}$$

Hierin bedeuten:

$\sum t$ kleinerer Wert aus b und doppelter Eindringtiefe der Verbindungsmittel,

b Breite des Bauteils,

d Verbindungsmitteldurchmesser.

(4) Bei einseitigem Queranschluss gilt:

$$t_{ef} = \min \left\{ \sum t; 12 \cdot d \right\} \quad \text{für Holz-Holz- oder Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen mit Nägeln oder Holzschrauben,}$$

$$t_{ef} = \min \left\{ \sum t; 15 \cdot d \right\} \quad \text{für Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen,}$$

$$t_{ef} = \min \left\{ \sum t; 6 \cdot d \right\} \quad \text{für Stabdübel- und Bolzenverbindungen,}$$

$$t_{ef} = \min \{ b; 50 \text{ mm} \} \quad \text{für Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart.}$$

Hierin ist t der kleinere Wert aus b und der Eindringtiefe der Verbindungsmittel.

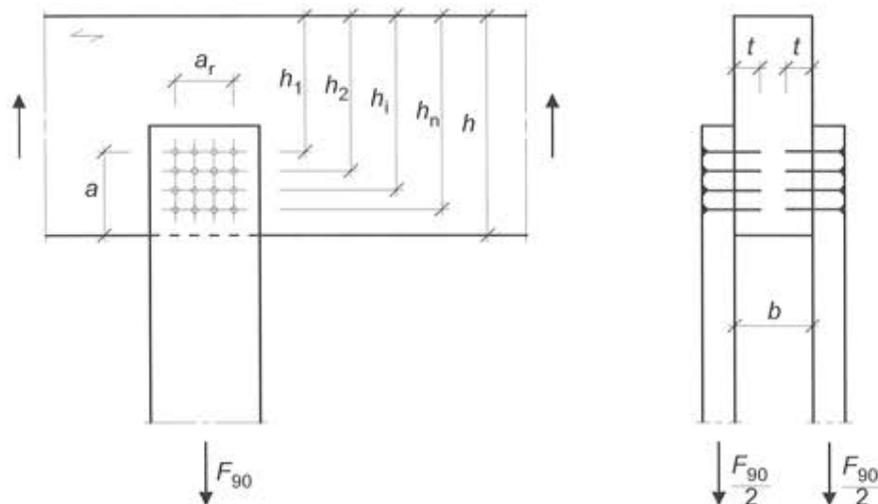


Bild 32: Beispiel eines Queranschlusses mit Bezeichnungen

(5) Sind mehrere Verbindungsmittelgruppen nebeneinander angeordnet, darf der Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_{90,d}$ für eine Verbindungsmittelgruppe nach Gleichung (130) ermittelt werden, wenn der lichte Abstand in Faserrichtung zwischen den Verbindungsmittelgruppen mindestens $2 \cdot h$ beträgt.

(6) Beträgt der lichte Abstand in Faserrichtung zwischen mehreren, nebeneinander angeordneten Verbindungsmittelgruppen nicht mehr als $0,5 \cdot h$, sind die Verbindungsmittel dieser Gruppen als eine Verbindungsmittelgruppe zu betrachten.

(7) Beträgt der lichte Abstand in Faserrichtung von zwei nebeneinander angeordneten Verbindungsmittelgruppen mindestens $0,5 \cdot h$ und weniger als $2 \cdot h$, ist der Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_{90,d}$ nach Gleichung (130) pro Verbindungsmittelgruppe mit dem Beiwert k_g zu reduzieren:

$$k_g = \frac{\ell_g}{4 \cdot h} + 0,5 \quad (133)$$

(8) Sind mehr als zwei Verbindungsmittelgruppen mit $\ell_g < 2 \cdot h$ nebeneinander angeordnet, bei denen der Bemessungswert der Kraftkomponente rechtwinklig zur Faserrichtung $F_{90,d}$ größer ist als die Hälfte des mit dem Beiwert k_g reduzierten Bemessungswertes der Tragfähigkeit $R_{90,d}$, sind die Querkzugkräfte durch Verstärkungen (siehe Abschnitt 11.4) aufzunehmen. Dies gilt ebenfalls für Queranschlüsse mit $F_{90,d} > 0,5 \cdot R_{90,d}$, deren lichter Abstand von einem Kragarmende weniger als die Trägerhöhe h beträgt.

Hierin bedeutet:

ℓ_g lichter Abstand zwischen den Verbindungsmittelgruppen.

11.2 Ausklinkungen

(1) Bei Trägern mit Rechteckquerschnitt, die an den Enden ausgeklinkt sind (siehe Bild 33 und Bild 34), ist die Schubspannung mit der Höhe h_e zu berechnen.

(2) Der Einfluss der Spannungskonzentration in der Ausklinkung darf nach Absatz (3) berücksichtigt werden. Unverstärkte Ausklinkungen nach Absatz (1) dürfen nur in Nutzungsklasse 1 und 2 verwendet werden. Ausklinkungen in Nutzungsklasse 3 sind nach Abschnitt 11.4 zu verstärken.

(3) Für Ausklinkungen am Endauflager von Trägern mit Rechteckquerschnitt ist die folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h_e}}{k_v \cdot f_{v,d}} \leq 1 \quad (134)$$

Anderenfalls sind Ausklinkungen nach Abschnitt 11.4.3 zu verstärken.

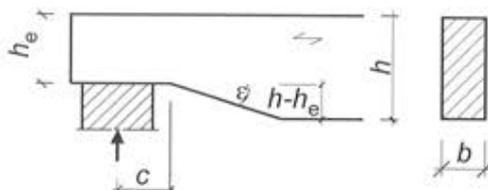


Bild 33: Ausklinkung auf der belasteten Seite

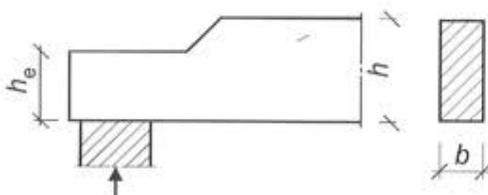


Bild 34: Ausklinkung auf der unbelasteten Seite

Für Träger mit Ausklinkungen auf der belasteten Seite (siehe Bild 33) ist

$$k_v = \min \left\{ 1, k_{90} \cdot k_\epsilon \right\} \quad (135)$$

wobei

$$k_{90} = \frac{k_n}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1-\alpha)} + 0,8 \cdot \frac{c}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \quad (136)$$

und

$$k_{\varepsilon} = 1 + \frac{1,1}{\tan \varepsilon \cdot \sqrt{h \cdot \tan \varepsilon}} \quad (137)$$

Hierin bedeuten:

- h Trägerhöhe in mm,
- c Abstand zwischen Kraftwirkungslinie der Auflagerkraft und Ausklingungsecke in mm,
- ε Steigungswinkel des Anschnitts,
- $\alpha = h_e / h$,
- $k_n = 5$ für Vollholz und Balkenschichtholz,
- $k_n = 6,5$ für Brettschichtholz,
- $k_n = 4,5$ für Furnierschichtholz.

Die Gleichung (134) darf nur angewendet werden, wenn $\alpha \geq 0,5$ und $c/h \leq 0,4$ ist. Diese Einschränkungen gelten nicht für kurze Lasteinwirkungsdauer und nicht für verstärkte Ausklinkungen (siehe Abschnitt 11.4).

Für Träger mit Ausklinkungen auf der unbelasteten Seite (siehe Bild 34) ist $k_v = 1$.

11.3 Durchbrüche

(1) Durchbrüche in Trägern sind Öffnungen mit den lichten Maßen $d > 50$ mm (siehe Bild 35). Sie dürfen in unverstärkten Trägerbereichen mit planmäßiger Querkzugbeanspruchung nicht angeordnet werden. Außerdem gelten die folgenden Mindest- und Höchstmaße:

$\ell_v \geq h$	$\ell_z \geq h$, jedoch mindestens 300 mm	$\ell_A \geq h/2$	$h_{ro(ru)} \geq 0,25 \cdot h$	$a \leq h$	$h_d \leq 0,4 \cdot h$
-----------------	--	-------------------	--------------------------------	------------	------------------------

(2) Unverstärkte Durchbrüche nach Absatz (1) dürfen nur in Nutzungsklasse 1 und 2 verwendet werden. Durchbrüche in Nutzungsklasse 3 sind nach Abschnitt 11.4 zu verstärken.

(3) Beträgt das lichte Maß $d \leq 50$ mm, dann müssen dennoch die Regeln für Querschnittsschwächungen beachtet werden.

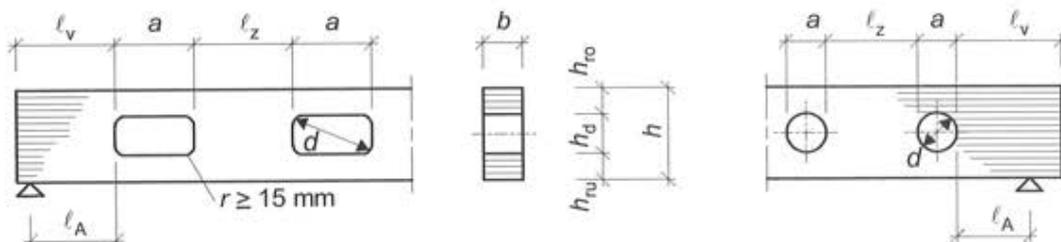


Bild 35: Unverstärkte Durchbrüche

(4) Bei Durchbrüchen nach Absatz (1) müssen folgende Bedingungen eingehalten werden:

$$\frac{F_{t,90,d}}{0,5 \cdot \ell_{t,90} \cdot b \cdot f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (138)$$

Hierin bedeuten:

- b Trägerbreite,
- $f_{t,90,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Brett- oder Furnierschichtholzes rechtwinklig zur Faserichtung,

und

$$\ell_{t,90} = 0,5 \cdot (h_d + h) \quad \text{für rechteckige Durchbrüche} \quad (139)$$

$$\ell_{t,90} = 0,353 \cdot h_d + 0,5 \cdot h \quad \text{für kreisförmige Durchbrüche} \quad (140)$$

Der Bemessungswert der Zugkraft $F_{t,90,d}$ ist dabei wie folgt zu ermitteln:

$$F_{t,90,d} = F_{t,v,d} + F_{t,m,d} \quad (141)$$

mit

$$F_{t,v,d} = \frac{V_d \cdot h_d}{4 \cdot h} \cdot \left[3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right] \quad (142)$$

und

$$F_{t,M,d} = 0,008 \frac{M_d}{h_r} \quad (143)$$

Hierin bedeuten:

V_d Betrag des Bemessungswertes der Querkraft am Durchbruchrand,

$h_r = \min \{h_{r0}; h_{r0}\}$ für rechteckige Durchbrüche,

$h_r = \min \{h_{r0} + 0,15 \cdot h_d; h_{r0} + 0,15 \cdot h_d\}$ für kreisförmige Durchbrüche,

M_d Betrag des Bemessungswertes des Biegemomentes am Durchbruchrand.

In Gleichung (142) darf bei runden Durchbrüchen anstelle von h_d der Wert $0,7 \cdot h_d$ eingesetzt werden.

11.4 Verstärkungen

11.4.1 Allgemeines

(1) Die Abschnitte 11.4.2 bis 11.4.5 beziehen sich auf Bauteile, deren Tragfähigkeit durch eine oder mehrere Verstärkungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes zur Aufnahme von Querkzugbeanspruchungen erhöht wird.

(2) Die Zugfestigkeit des Holzes rechtwinklig zur Faserrichtung wird bei der Ermittlung der Beanspruchungen der Verstärkungen nach den Abschnitten 11.4.2 bis 11.4.4 nicht berücksichtigt.

(3) Als innen liegende Verstärkungen dürfen folgende Stahlstäbe verwendet werden:

- eingeklebte Gewindebolzen nach DIN 976-1,
- eingeklebte Betonrippenstähle nach DIN 488-1,
- Holzschrauben mit einem Gewinde über die gesamte Schaftlänge.

Die Querschnittsschwächung durch innen liegende Verstärkungen ist in zugbeanspruchten Querschnittsteilen zu berücksichtigen.

(4) Als außen liegende Verstärkungen dürfen verwendet werden:

- aufgeklebtes Baufurniersperrholz nach Abschnitt 7.7,
- aufgeklebtes Furnierschichtholz nach Abschnitt 7.5,
- aufgeklebte Bretter,
- eingepresste Nagelplatten.

(5) Die Abstände a_2 der Stahlstäbe untereinander (siehe Bild 38) müssen mindestens $3 \cdot d$ betragen. Die Endabstände $a_{1,c}$ und Randabstände $a_{2,c}$ der Stahlstäbe müssen mindestens $2,5 \cdot d$ betragen.

(6) Verstärkungen mit Schrauben mit einem Gewinde über die gesamte Schaftlänge sind sinngemäß wie Verstärkungen mit eingeklebten Gewindebolzen nachzuweisen.

(7) Die Zugbeanspruchung der Stahlstäbe ist mit den Spannungsquerschnitten nachzuweisen.

(8) Sofern im folgenden nichts anderes bestimmt ist, gelten für die Herstellung von geklebten Verstärkungen die Anforderungen nach Abschnitt 14.

(9) Verstärkte Queranschlüsse, Ausklinkungen, Durchbrüche und Firstbereiche sind auch in Nutzungsklasse 3 zulässig.

11.4.2 Queranschlüsse

(1) Die Verstärkung eines Queranschlusses (siehe Beispiele in Bild 36) darf für eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ bemessen werden:

$$F_{t,90,d} = \left[1 - 3 \cdot \alpha^2 + 2 \cdot \alpha^3 \right] F_{90,d} \quad (144)$$

Hierin bedeuten:

$F_{90,d}$ der Anschlusskraft rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes,

$\alpha = a/h$ (siehe Bild 36).

(2) Bei der Aufnahme der Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gleichung (144) durch Stahlstäbe ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k1,d}} \leq 1 \quad (145)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot \ell_{ad}} \quad (146)$$

Hierin bedeuten:

$\ell_{ad} = \min \{ \ell_{ad,c}; \ell_{ad,t} \}$ (siehe Bild 36),

n Anzahl der Stahlstäbe; dabei darf außerhalb des Queranschlusses in Trägerlängsrichtung nur jeweils ein Stab in Rechnung gestellt werden;

$f_{k1,d}$ Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

d_r Stahlstabaußendurchmesser,

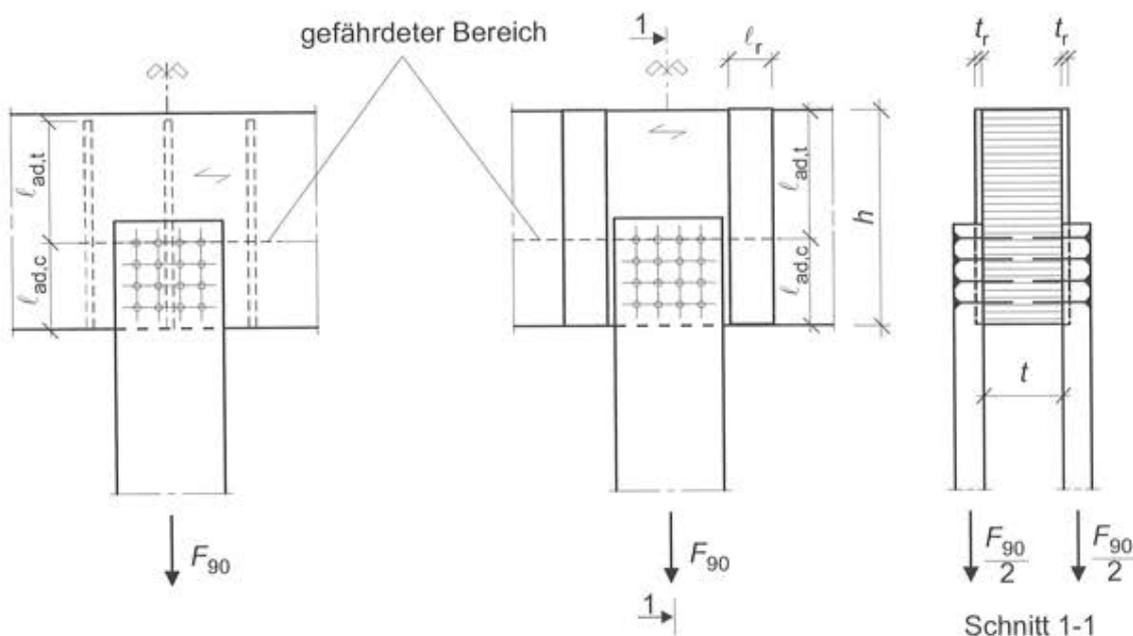


Bild 36: Beispiele für Verstärkungen von Queranschlüssen

(3) Bei der Aufnahme der Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gleichung (144) durch seitlich aufgeklebte Verstärkungsplatten ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k2,d}} \leq 1 \quad (147)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{4 \cdot \ell_{ad} \cdot \ell_r} \quad (148)$$

Hierin bedeuten:

$\ell_{ad} = \min \{ \ell_{ad,c}; \ell_{ad,t} \}$ (siehe Bild 36),

ℓ_r Breite der Verstärkungsplatte (siehe Bild 36),

$f_{k2,d}$ Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

(4) Für die Zugspannung in den aufgeklebten Verstärkungsplatten ist nachzuweisen, dass

$$k_k \frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad (149)$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{n_r \cdot t_r \cdot \ell_r} \quad (150)$$

Hierin bedeuten:

n_r Anzahl der Verstärkungsplatten,

t_r Dicke einer Verstärkungsplatte,

k_k Beiwert zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung; ohne genaueren Nachweis darf $k_k = 1,5$ angenommen werden,

$f_{t,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Plattenwerkstoffes in Richtung der Zugkraft $F_{t,90}$.

(5) Die Verstärkungsplatten sind entsprechend Bild 36 aufzukleben, wobei gilt:

$$0,25 \leq \frac{\ell_r}{\ell_{ad}} \leq 0,5 \quad (151)$$

(6) Verstärkungen mit Nagelplatten sind sinngemäß nach Absatz (3) und (4) nachzuweisen und nach Absatz (5) anzuordnen.

11.4.3 Rechtwinklige Ausklinkungen an den Enden von Biegestäben mit Rechteckquerschnitt

(1) Die Verstärkung einer rechtwinkligen Ausklinkung auf der belasteten Seite eines Trägersauflagers (siehe Bild 37) darf für eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ bemessen werden:

$$F_{t,90,d} = 1,3 \cdot V_d \cdot [3 \cdot (1-\alpha)^2 - 2 \cdot (1-\alpha)^3] \quad (152)$$

Hierin bedeuten:

V_d Bemessungswert der Querkraft,

$\alpha = h_e/h$ (siehe Bild 37).

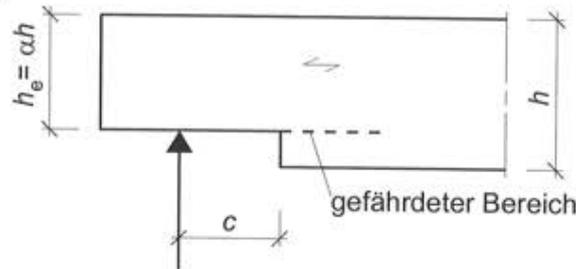


Bild 37: Rechtwinklige Ausklinkung auf der belasteten Trägerseite

(2) Bei der Aufnahme der Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gl. (152) durch Stahlstäbe ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k1,d}} \leq 1 \quad (153)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot \ell_{ad}} \quad (154)$$

Hierin bedeuten:

ℓ_{ad} wirksame Verankerungslänge (siehe Bild 38),

n Anzahl der Stahlstäbe; dabei darf in Trägerlängsrichtung nur ein Stab in Rechnung gestellt werden;

d_r Stahlstabaußendurchmesser (≤ 20 mm),

$f_{k1,d}$ Bemessungswert der Klebfugenspannung (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

(3) Die Mindestlänge eines jeden Stahlstabes beträgt $2 \cdot \ell_{ad}$, der Durchmesser d_r darf 20 mm nicht überschreiten.

(4) Bei der Aufnahme der Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gleichung (152) durch seitlich aufgeklebte Verstärkungsplatten ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k2,d}} \leq 1 \quad (155)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 \cdot (h - h_e) \cdot \ell_r} \quad (156)$$

Hierin bedeuten:

$F_{t,90,d}$	Zugkraft nach Gl. (152),
h, h_e	siehe Bild 38,
ℓ_r	Breite der Verstärkungsplatte (siehe Bild 38),
$f_{k2,d}$	Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

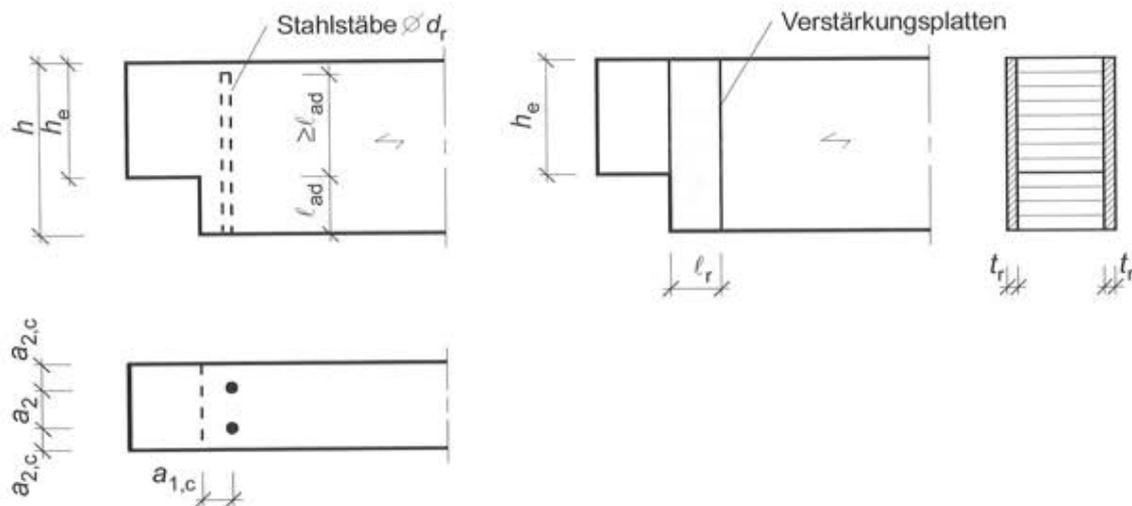


Bild 38: Angaben für Verstärkungen rechtwinkliger Ausklinkungen

(5) Für die Zugspannung in den aufgeklebten Verstärkungsplatten ist nachzuweisen, dass

$$k_k \frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad (157)$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 \cdot t_r \cdot \ell_r} \quad (158)$$

Hierin bedeuten:

t_r Dicke einer Verstärkungsplatte,

k_k Beiwert zur Berücksichtigung der ungleichförmigen Spannungsverteilung; ohne genaueren Nachweis darf $k_k = 2,0$ angenommen werden,

$f_{t,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Plattenwerkstoffes in Richtung der Zugkraft $F_{t,90}$.

(6) Die Verstärkungsplatten sind entsprechend Bild 38 aufzukleben, wobei gilt

$$0,25 \leq \frac{\ell_r}{h - h_e} \leq 0,5 \quad (159)$$

(7) Verstärkungen mit Nagelplatten sind sinngemäß nach Absatz (4) und (5) nachzuweisen und nach Absatz (6) anzuordnen.

11.4.4 Durchbrüche bei Biegestäben mit Rechteckquerschnitt

(1) Für Durchbrüche, bei denen die geometrischen Randbedingungen nach den Gleichungen (160) bis (163) eingehalten sind, darf die Verstärkung des Durchbruchs für eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gleichung (141) bemessen werden. Die Zugkraft $F_{t,90,d}$ ist bei rechteckigen Durchbrüchen in der Höhe der querzugbeanspruchten Durchbruchsecke, bei kreisförmigen Durchbrüchen in der Höhe des querzugbeanspruchten Durchbruchsrands unter 45° zur Trägerachse vom Kreismittelpunkt aus (siehe Bild 39) anzunehmen.

$$\ell_A \geq h/2 \quad (160)$$

$$a \leq h \quad (161)$$

$$h_{ro} \geq h/4 \quad (162)$$

$$h_{ru} \geq h/4 \quad (163)$$

Die folgenden Nachweise sind für jeden gefährdeten Bereich zu führen.

(2) Bei der Verstärkung mit Stahlstäben ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k1,d}} \leq 1 \quad (164)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot \ell_{ad}} \quad (165)$$

Hierin bedeuten:

$$\ell_{ad} = h_{ru} + 0,15 \cdot h_d \quad \text{oder} \quad h_{ro} + 0,15 \cdot h_d \quad \text{für kreisförmige Durchbrüche}$$

$$\ell_{ad} = h_{ru} \quad \text{oder} \quad h_{ro} \quad \text{für rechteckige Durchbrüche}$$

$h_{ru(ro)}$ siehe Bild 39,

n Anzahl der Stahlstäbe; dabei darf je Durchbruchseite in Trägerlängsrichtung nur ein Stab in Rechnung gestellt werden;

d_r Stahlstabaußendurchmesser (≤ 20 mm),

$f_{k1,d}$ Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

(3) Die Mindestlänge eines jeden Stahlstabes beträgt $2 \cdot \ell_{ad}$, der Durchmesser d_r darf 20 mm nicht überschreiten.

(4) Bei Verstärkungsplatten ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k2,d}} \leq 1 \quad (166)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 \cdot a_r \cdot h_{ad}} \quad (167)$$

Hierin bedeuten:

$h_{ad} = h_1$ für rechteckige Durchbrüche,

$h_{ad} = h_1 + 0,15 h_d$ für kreisförmige Durchbrüche,

a_r, h_1, h_d siehe Bild 40,

$f_{k2,d}$ Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

(5) Für die Zugspannung in den aufgeklebten Verstärkungsplatten ist nachzuweisen, dass

$$k_k \frac{\sigma_{td}}{f_{td}} \leq 1 \quad (168)$$

$$\sigma_{1,d} = \frac{F_{1,90,d}}{2 \cdot a_r \cdot t_r} \quad (169)$$

Hierin bedeuten:

a_r, t_r siehe Bild 40,

k_k Beiwert zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung; ohne genaueren Nachweis darf $k_k = 2,0$ angenommen werden,

$f_{1,d}$ Bemessungswert der Zugfestigkeit des Plattenwerkstoffes in Richtung der Zugkraft $F_{1,90}$.

(6) Die Verstärkungsplatten sind entsprechend Bild 40 aufzukleben,

wobei

$$0,25 \cdot a \leq a_r \leq 0,6 \cdot \ell_{1,90} \quad \text{mit} \quad \ell_{1,90} = 0,5 \cdot (h_d + h) \quad (170)$$

und

$$h_1 \geq 0,25 \cdot a \quad (171)$$

(7) Verstärkungen mit Nagelplatten sind sinngemäß nach Absatz (4) und (5) nachzuweisen und nach Absatz (6) anzuordnen.

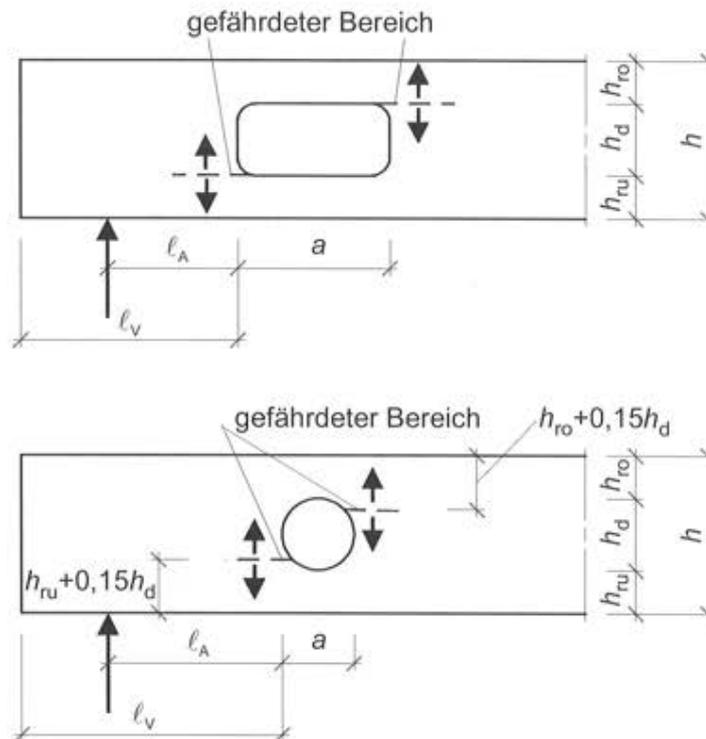


Bild 39: Rechteckiger (oben) und kreisförmiger (unten) Durchbruch eines Biegestabes

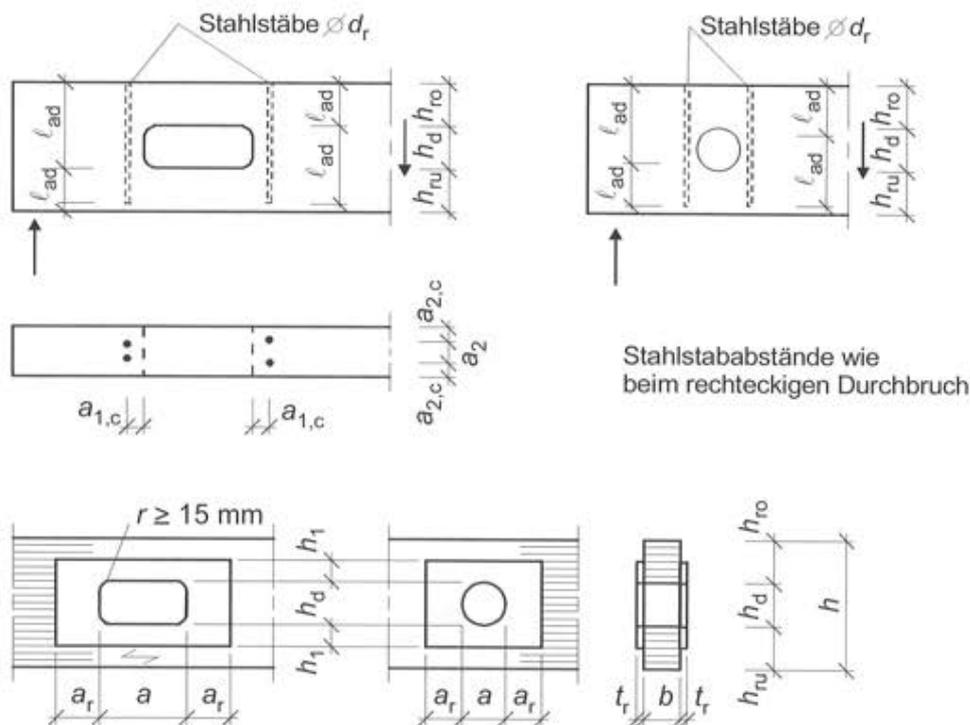


Bild 40: Angaben für Verstärkungen von Durchbrüchen

11.4.5 Gekrümmte Träger und Satteldachträger aus Brettschichtholz

(1) Für Träger, bei denen die Zugkräfte rechtwinklig zur Faser vollständig durch Verstärkungselemente aufgenommen werden, sind in der Nutzungsklasse 1 und 2 die Verstärkungen in der mittleren Hälfte des querzugbeanspruchten Bereichs für eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ zu bemessen:

$$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (172)$$

Hierin bedeuten:

- $\sigma_{t,90,d}$ der Bemessungswert der Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung nach Gleichung (78), (82) bzw. (86).
- b die Trägerbreite,
- a_1 der Abstand der Verstärkungen in Trägerlängsrichtung in Höhe der Trägerachse,
- n die Anzahl der Verstärkungselemente im Bereich innerhalb der Länge a_1 .

Die Verstärkungen in den äußeren Vierteln des querzugbeanspruchten Bereichs sind in diesem Fall für folgende Zugkraft $F_{t,90,d}$ zu bemessen:

$$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (173)$$

(2) Für Träger, bei denen die Bedingung (79) bzw. (87) nicht erfüllt ist, sind in den Nutzungsklassen 1 und 2 konstruktive Verstärkungen zur Aufnahme zusätzlicher, klimabedingter Querzugspannungen vorzusehen. Diese Verstärkungen sind im querzugbeanspruchten Bereich für eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ zu bemessen:

$$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b^2 \cdot a_1}{640 \cdot n} \quad (174)$$

Hierin bedeuten:

- $\sigma_{t,90,d}$ der Bemessungswert der Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung nach Gleichung (78), (82) bzw. (86),
- b die Trägerbreite in mm,

(3) Bei der Aufnahme der Zugkraft $F_{t,90,d}$ durch eingeklebte Stahlstäbe ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k1,d}} \leq 1 \quad (175)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{2 \cdot F_{t,90,d}}{\pi \cdot \ell_{ad} \cdot d_r} \quad (176)$$

Hierin bedeuten:

- $F_{t,90,d}$ der Bemessungswert der Zugkraft je Stahlstab,
- ℓ_{ad} die halbe Einklebelänge des Stahlstabes,
- d_r der Stahlstabaußendurchmesser,
- $f_{k1,d}$ der Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit für $\ell_{ad} \leq 250$ mm (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

(4) Die Stahlstäbe müssen mit Ausnahme einer Randlamelle über die gesamte Trägerhöhe durchgehen.

(5) Für Träger, bei denen die Zugkräfte rechtwinklig zur Faser vollständig durch Verstärkungselemente aufgenommen werden, sollte der Abstand der Stahlstäbe an der Trägersoberkante untereinander mindestens 250 mm, jedoch nicht mehr als 75 % der Trägerhöhe h_{ap} betragen.

(6) Für Träger, bei denen die Bedingung (79) bzw. (87) nicht erfüllt ist, sollten die Stahlstäbe im querzugbeanspruchten Bereich gleichmäßig verteilt werden.

(7) Bei der Aufnahme der Zugkraft $F_{t,90,d}$ durch seitlich aufgeklebte Verstärkungen ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung nachzuweisen, dass

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k3,d}} \leq 1 \quad (177)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{2 \cdot F_{t,90,d}}{\ell_r \cdot h} \quad (178)$$

Hierin bedeuten:

- $F_{t,90,d}$ der Bemessungswert der Zugkraft je Verstärkungsplatte,
- h die Trägerhöhe,
- ℓ_r die Länge der Verstärkung in der Trägerachse,
- $f_{k3,d}$ der Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit (charakteristischer Wert siehe Tabelle M. 20).

(8) Für die Zugspannung in den aufgeklebten Verstärkungen ist nachzuweisen, dass

$$\frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad (179)$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{t_r \cdot \ell_r} \quad (180)$$

Hierin bedeuten:

- t_r die Dicke einer Verstärkung,
- $f_{t,d}$ der Bemessungswert der Zugfestigkeit des Werkstoffes der Verstärkung in Richtung der Zugkraft $F_{t,90,d}$.

12 Verbindungen mit stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln

12.1 Allgemeines

(1) Stiftförmige Verbindungsmittel im Sinne dieses Abschnittes sind:

Stabdübel, Passbolzen, Bolzen, Gewindestangen (Gewindebolzen nach DIN 976-1), Nägel, Schrauben und Klammern.

(2) Die Regeln dieses Abschnittes für Verbindungen mit Bauteilen aus Holz gelten für Vollholz, Brett-schichtholz, Balkenschichtholz und Furnierschichtholz.

(3) Bei der Bemessung der Verbindungen ist zu berücksichtigen, dass die Tragfähigkeit auch durch ein Scherversagen des Holzes entlang der äußeren Verbindungsmittelreihen oder durch Zugversagen des Holzes begrenzt werden kann.

12.2 Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zur Stiftachse (Abscheren)

12.2.1 Allgemeines

(1) Für die Ermittlung der Tragfähigkeit R_k pro Scherfuge und Verbindungsmittel darf für die Stifte unter Biegebeanspruchung und für das Holz und die Holzwerkstoffe unter Lochleibungsbeanspruchung ideal - plasti-sches Verhalten angenommen werden.

(2) Vereinfachend dürfen die in Abschnitt 12.2 angegebenen Regeln angewendet werden, wenn kein ge-nauerer Nachweis erfolgt. Genauere Nachweisverfahren enthält der Anhang V.

(3) Die Bestimmungen für Verbindungen mit Stabdübeln in Abschnitt 12.3, mit Bolzen und Gewindestangen in Abschnitt 12.4, mit Nägeln in Abschnitt 12.5, mit Schrauben in Abschnitt 12.6 und mit Klammern in Ab-schnitt 12.7 sind in jedem Falle zusätzlich zu beachten.

(4) Bei Herstellung der Verbindungen dürfen stiftförmige Verbindungsmittel bei Einhaltung der Mindestab-stände um den halben Durchmesser gegenüber den Risslinien versetzt oder nicht versetzt angeordnet wer-den.

12.2.2 Verbindungen von Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen

(1) Falls die Bedingungen über die Mindestdicken $t_{1,req}$ und $t_{2,req}$ eingehalten sind, darf für Verbindungen von Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen, die mit in den Abschnitten 12.3 bis 12.7 behandelten Verbindungs-mitteln hergestellt sind, der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k pro Scherfuge und Verbindungsmittel wie folgt berechnet werden:

$$R_k = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (181)$$

Die Mindestdicke $t_{1,req}$ für das Seitenholz 1 (siehe Bild 43) beträgt:

$$t_{1,req} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d}} \quad (182)$$

Die Mindestdicke $t_{2,req}$ für das Seitenholz 2 (siehe Bild 43) einer einschnittigen Verbindung beträgt:

$$t_{2,req} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} \cdot d}} \quad (183)$$

Die Mindestdicke $t_{2,req}$ für Mittelhölzer (siehe Bild 43) mit zweischnittig beanspruchten Verbindungsmitteln beträgt:

$$t_{2,req} = 1,15 \cdot \left(\frac{4}{\sqrt{1 + \beta}} \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} \cdot d}} \quad (184)$$

Hierin bedeuten:

t_1, t_2 Holz- oder Holzwerkstoffdicken oder Eindringtiefe der Verbindungsmittels
(der kleinere Wert ist maßgebend, siehe z.B. Bild 43),

- $f_{h,1,k}$, $f_{h,2,k}$ charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit im Holz 1 bzw. 2,
 $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$,
 d Durchmesser des Verbindungsmittels,
 $M_{y,k}$ charakteristischer Wert des Fließmoments des Verbindungsmittels.

(2) Sind die Holzdicken t_1 oder t_2 geringer als die Mindestdicken $t_{1,req}$ bzw. $t_{2,req}$, darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k ermittelt werden, indem der Wert R_k nach Gleichung (181) mit dem kleineren der Verhältniswerte $t_1/t_{1,req}$ und $t_2/t_{2,req}$ multipliziert wird.

(3) Die Bemessungswerte der Tragfähigkeit sind wie folgt zu berechnen:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} \quad (185)$$

Für γ_M ist der Wert für auf Biegung beanspruchte Stifte aus Stahl nach Tabelle 1 einzusetzen.

Unterscheiden sich bei Holzwerkstoff - Holz - Verbindungen die Modifikationsbeiwerte k_{mod} der beiden miteinander verbundenen Bauteile ($k_{mod,1}$ und $k_{mod,2}$), dann darf für k_{mod} folgender Wert angenommen werden:

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} \cdot k_{mod,2}} \quad (186)$$

(4) Falls nachfolgend nichts anderes bestimmt ist, sollten die Lochleibungsfestigkeiten f_h in Übereinstimmung mit DIN EN 383 bestimmt werden.

(5) Falls nachfolgend nichts anderes bestimmt ist, sollte das Fließmoment M_y in Übereinstimmung mit DIN EN 409 bestimmt werden.

12.2.3 Stahlblech-Holz-Verbindungen

(1) Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen sind zu unterscheiden:

- Verbindungen mit innenliegenden Stahlblechen oder mit außenliegenden dicken Stahlblechen,
- Verbindungen mit außenliegenden dünnen Stahlblechen.

(2) Die Annahme dicker Stahlbleche gilt als erfüllt, wenn die Stahlblechdicke t_s mindestens gleich dem Verbindungsmitteldurchmesser d ist sowie für mindestens 2 mm dicke Stahlbleche, die mit Sondernägeln der Tragfähigkeitsklasse 3 (siehe Tabelle 14) mit einem Durchmesser von höchstens dem doppelten der Stahlblechdicke angeschlossen sind.

(3) Stahlbleche sind als dünn anzusehen, wenn die Stahlblechdicke t_s kleiner als die Hälfte des Verbindungsmitteldurchmessers d ist.

(4) Falls die Bedingung über die Mindestholzdicke t_{req} eingehalten ist, darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k pro Scherfuge und Verbindungsmittel für Verbindungen mit innenliegenden Stahlblechen und mit außenliegenden dicken Stahlblechen (siehe Absatz (1) und (2)) wie folgt berechnet werden:

$$R_k = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (187)$$

Die Mindestholzdicke t_{req} beträgt:

$$t_{req} = 1,15 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \quad (188)$$

(5) Falls die Bedingung über die Mindestholzdicke t_{req} eingehalten ist, darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel für Verbindungen mit außenliegenden dünnen Stahlblechen (siehe Absatz (1)) wie folgt berechnet werden:

$$R_k = \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (189)$$

Die Mindestholzdicke t_{req} beträgt für Mittelhölzer mit zweischnittig beanspruchten Verbindungsmitteln

$$t_{req} = 1,15 \cdot (2\sqrt{2}) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \quad (190)$$

und für alle anderen Fälle

$$t_{\text{req}} = 1,15 \cdot (2 + \sqrt{2}) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} \cdot d}} \quad (191)$$

(6) Für Stahlblechdicken t_s zwischen $0,5 d$ und d darf bei der Berechnung des charakteristischen Wertes der Tragfähigkeit zwischen den Werten nach Gleichung (187) und Gleichung (189) geradlinig interpoliert werden. Vereinfachend dürfen in diesen Fällen die Mindestholzdicken nach den Gleichungen (188) und (190) ermittelt und erforderlichenfalls geradlinig interpoliert werden.

(7) Ist die Holzdicke t geringer als die Mindestholzdicke t_{req} , darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k ermittelt werden, indem der Wert R_k nach Gleichung (187) bzw. (189) mit dem Verhältniswert t/t_{req} multipliziert wird.

(8) Die Bemessungswerte der Tragfähigkeit sind nach Gleichung (185) zu berechnen. Dabei ist k_{mod} der Modifikationsbeiwert für das Holz oder den Holzwerkstoff. Für γ_M ist der Wert für auf Biegung beanspruchte Stifte aus Stahl nach Tabelle 1 einzusetzen.

(9) Der Nachweis der Stahlteile ist nach DIN 18800-1 zu führen.

12.3 Verbindungen mit Stabdübeln und Passbolzen

(1) Die Löcher für Stabdübel sind im Holz mit dem Nenndurchmesser des Stabdübels zu bohren. Bei Stahlblech - Holz - Verbindungen dürfen die Löcher im Stahlteil bis zu 1 mm größer sein als der Nenndurchmesser des Stabdübels. Bei außenliegenden Stahlblechen sind anstelle der Stabdübel Passbolzen zu verwenden. Dabei muss zur Aufnahme von Lochleibungskräften der volle Schaftquerschnitt des Passbolzens auf die erforderliche Länge vorhanden sein.

(2) Der Durchmesser der Stabdübel muss mindestens $d = 6$ mm und darf höchstens $d = 30$ mm betragen. Charakteristische Festigkeitskennwerte für Stabdübel enthält Tabelle V. 9. Vorzugsgrößen sind in Tabelle V. 10 angegeben.

(3) Tragende Verbindungen mit Stabdübeln sollten mindestens vier Scherflächen besitzen. Dabei sollten mindestens zwei Stabdübel vorhanden sein. Verbindungen mit nur einem Stabdübel sind zulässig, falls der charakteristische Wert der Tragfähigkeit nur zur Hälfte in Rechnung gestellt wird.

(4) Für Holz dürfen folgende charakteristische Werte der Lochleibungsfestigkeit für eine Belastung unter einem Winkel α zur Faserrichtung des Holzes angenommen werden:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (192)$$

Hierin bedeuten:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad (193)$$

mit ρ_k in kg/m^3 und d in mm,

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d \quad \text{für Nadelhölzer} \quad (194)$$

$$k_{90} = 0,90 + 0,015 \cdot d \quad \text{für Laubhölzer} \quad (195)$$

mit d in mm.

Für Stabdübel mit $d \leq 8$ mm darf $k_{90} = 1$ gesetzt werden.

(5) Für Baufurniersperrholz nach Abschnitt 7.7 dürfen folgende charakteristische Werte der Lochleibungsfestigkeit angenommen werden:

$$f_{h,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad (196)$$

mit ρ_k in kg/m^3 und d in mm.

(6) Für OSB-Platten nach Abschnitt 7.8 und kunstharzgebundene Holzspanplatten nach Abschnitt 7.9 dürfen folgende charakteristische Werte der Lochleibungsfestigkeit angenommen werden:

$$f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,2} \quad \text{N/mm}^2 \quad (197)$$

(7) Für Stabdübel aus Stahl mit kreisförmigem Querschnitt darf der charakteristische Wert des Fließmomentes wie folgt angenommen werden:

$$M_{y,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \text{ in Nmm} \quad (198)$$

Hierin bedeuten:

- $f_{u,k}$ charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Stahles in N/mm^2 ,
 d Stabdübeldurchmesser in mm.

(8) Bei Verbindungen mit Passbolzen darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k nach Abschnitt 12.2 um einen Anteil ΔR_k erhöht werden:

$$\Delta R_k = \min \{ 0,25 \cdot R_k ; 0,25 \cdot R_{ax,k} \} \quad (199)$$

Hierin bedeutet:

$R_{ax,k}$ Tragfähigkeit des Passbolzens in Richtung der Stiftachse.

(9) Wegen der Spaltgefahr des Holzes ist für mehrere in Faserrichtung hintereinander angeordnete Stabdübel die wirksame Anzahl n_{ef} wie folgt zu bestimmen:

$$n_{ef} = \left[\min \left\{ n ; n^{0,9} \cdot \sqrt{\frac{a_1}{10 \cdot d}} \right\} \right] \cdot \frac{90 - \alpha}{90} + n \cdot \frac{\alpha}{90} \quad (200)$$

Hierin bedeuten:

- n Anzahl der in Faserrichtung hintereinander angeordneten Stabdübel.
 α Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung

Wird das Spalten des Holzes durch eine Verstärkung rechtwinklig zur Faserrichtung verhindert, darf $n_{ef} = n$ gesetzt werden. Für a_1 darf auch bei einem Winkel $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ der Mindestwert nach Tabelle 8 für $\alpha = 0^\circ$ eingesetzt werden.

(10) In biegesteifen Verbindungen mit einem Stabdübelkreis, in den Fugen nachgiebig verbundener Bauteile sowie in den Verbindungen zwischen Rippen und Beplankung aussteifender Scheiben darf $n_{ef} = n$ gesetzt werden.

(11) In biegesteifen Verbindungen mit mehreren Stabdübelkreisen, z.B. Rahmenecken, ist die wirksame Anzahl n_{ef} wie folgt zu bestimmen:

$$n_{ef} = 0,85 \cdot n \quad (201)$$

Hierin bedeutet:

- n Gesamtanzahl Stabdübel in den Stabdübelkreisen

Wird das Spalten des Holzes durch eine Verstärkung rechtwinklig zur Faserrichtung verhindert, darf $n_{ef} = n$ gesetzt werden.

(12) Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern sind in Tabelle 8 angegeben. Die Bezeichnungen sind in Bild 41 definiert.

Tabelle 8: Mindestabstände von Stabdübeln und Passbolzen

	1	2
1	a_1 parallel zur Faserrichtung	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
2	a_2 rechtwinklig zur Faserrichtung	$3 \cdot d$
3	$a_{1,t}$ beanspruchtes Hirnholzende	$7 \cdot d$ (jedoch mindestens 80 mm)
4	$a_{1,c}$ unbeanspruchtes Hirnholzende	$7 \cdot d \cdot \sin \alpha$ (jedoch mindestens $3 \cdot d$)
5	$a_{2,t}$ beanspruchter Rand	$3 \cdot d$
6	$a_{2,c}$ unbeanspruchter Rand	$3 \cdot d$
α ist der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung		

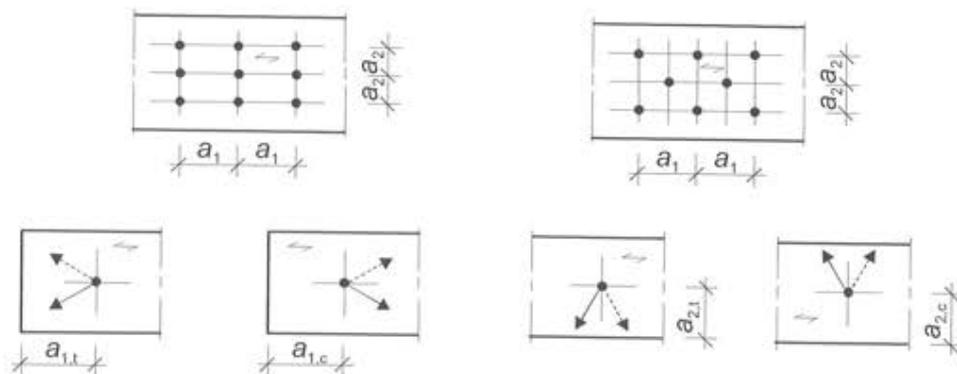


Bild 41: Definitionen der Verbindungsmittelabstände.

12.4 Verbindungen mit Bolzen und Gewindestangen

- (1) Bolzen im Sinne dieser Norm sind alle Schraubenbolzen und Bolzen ähnlicher Bauart. Sie sind mit Kopf und Mutter versehen und werden nach Vorbohren der Bolzenlöcher mit geringem Spiel eingebaut und anschließend fest angezogen. Charakteristische Festigkeitskennwerte für Bolzen enthält Tabelle V. 11.
- (2) Gewindestangen im Sinne dieser Norm sind Gewindebolzen M 6 bis M 30 nach DIN 976-1. Charakteristische Festigkeitskennwerte für Gewindestangen enthält Tabelle V. 12.
- (3) Sofern im folgenden nichts anderes festgelegt ist, gelten die Bestimmungen für Verbindungen mit Stabdübeln und Passbolzen (siehe Abschnitt 12.3) sinngemäß.
- (4) Unter dem Kopf und der Mutter der Bolzen müssen Unterlegscheiben mit einer Seitenlänge oder einem Durchmesser von mindestens $3 \cdot d$ und einer Dicke von mindestens $0,3 \cdot d$ angeordnet werden. Dabei ist d der Bolzendurchmesser. Die Unterlegscheiben müssen vollflächig anliegen. Vorzugsmaße für Scheiben sind in Tabelle V. 13 angegeben.
- (5) Bolzen sollten derart angezogen werden, dass die Holzteile eng aneinander liegen; falls zur Sicherstellung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit der Konstruktion erforderlich, sollten sie nachgezogen werden, wenn das Holz seine Ausgleichsfeuchte erreicht hat.
- (6) Bolzenverbindungen sind nicht in Dauerbauten zu verwenden, bei denen es auf Steifigkeit und Formbeständigkeit der Konstruktion ankommt.
- (7) Die Löcher für Bolzen dürfen bis zu 1 mm größer sein als der Nenndurchmesser des Bolzens. Die Löcher für Gewindestangen dürfen bis zu 1 mm größer sein als der Nenndurchmesser (= Gewindeaußendurchmesser) der Gewindestange.
- (8) Für die Berechnung des charakteristischen Wertes des Fließmomentes nach Gl. (198) ist bei Gewindestangen für d der Mittelwert aus Kerndurchmesser und Gewindeaußendurchmesser einzusetzen.
- (9) Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern sind in Tabelle 9 angegeben. Die Bezeichnungen sind in Bild 41 definiert.

Tabelle 9: Mindestabstände von Bolzen und Gewindestangen

	1	2
1	a_1 parallel zur Faserrichtung	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$ (jedoch mindestens $4 \cdot d$)
2	a_2 rechtwinklig zur Faserrichtung	$4 \cdot d$
3	$a_{1,t}$ beanspruchtes Hirnholzende	$7 \cdot d$ (jedoch mindestens 80 mm)
4	$a_{1,c}$ unbeanspruchtes Hirnholzende	$7 \cdot d \cdot \sin \alpha$ (jedoch mindestens $4 \cdot d$)
5	$a_{2,t}$ beanspruchter Rand	$3 \cdot d$
6	$a_{2,c}$ unbeanspruchter Rand	$3 \cdot d$
α ist der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung		

12.5 Verbindungen mit Nägeln

12.5.1 Allgemeines

(1) Die Festlegungen für Nagelverbindungen gelten für die Anwendung von Nägeln mit glatter, gerauter, angerollter oder gerillter Schaftform mit rundem Flachkopf oder flachem Senkkopf mit oder ohne Einsenkung nach DIN EN 10230. Andere als in dieser Norm angegebene Nagellängen sind zulässig. Von DIN EN 10230 abweichende Kopfformen sind zulässig, wenn die Kopffläche mindestens $2,5 \cdot d^2$ beträgt. Die Länge l_p der Nagelspitze (siehe Bild 42) muss mindestens $0,7 \cdot d$ betragen, darf jedoch nicht größer als $2 \cdot d$ sein.

(2) Nägel mit angerolltem Schaft werden in dieser Norm auch als Sondernägel bezeichnet. Der Nagelschaft von Sondernägeln darf über die gesamte Nagellänge oder ausgehend von der Nagelspitze über einen Teil der Nagellänge angerollt sein.

(3) Nägel dürfen beharzt sein.

(4) Für den Nachweis der Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zur Nagelachse (Abscheren) gelten die Bestimmungen des Abschnittes 12.2. Die Bezeichnungen t_1 bzw. t_2 sind in Bild 43 definiert. Bei zweischnittigen Verbindungen ist t_1 der kleinere Wert aus Seitenholzdicke und Eindringtiefe des Nagels.

(5) Nägel sollten rechtwinklig zur Holzfaserrichtung und bis in eine solche Tiefe eingeschlagen werden, daß die Nagelköpfe mit der Holzoberfläche bündig abschließen.

(6) Schrägnagelungen sollten in Übereinstimmung mit Bild 47b ausgeführt werden.

(7) Der Durchmesser von vorgebohrten Löchern für Nägel sollte etwa $0,9 \cdot d$ betragen. Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen darf der Lochdurchmesser im Stahlblech bis zu 1 mm größer sein als der Nageldurchmesser.

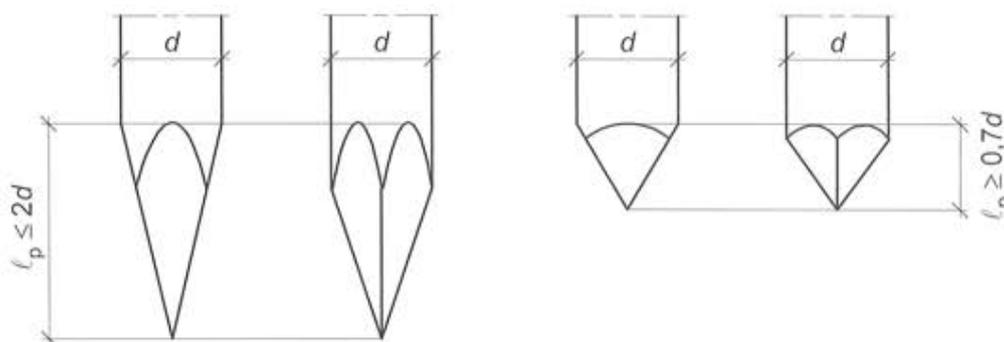
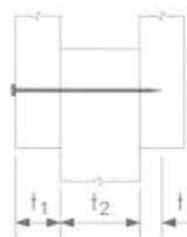


Bild 42: Nagelspitzen (schematische Darstellung)



(a) einschnittige Verbindung



(b) zweischnittige Verbindung

Bild 43: Definitionen von t_1 bzw. t_2

(8) Bei Anschlüssen von Holzwerkstoffen an Bauteile aus Holz dürfen die Nägel nicht mehr als 2 mm tief versenkt werden, müssen jedoch mindestens bündig mit der Oberfläche des Holzwerkstoffes eingeschlagen werden. Ein bündiger Abschluss des Nagelkopfes mit der Plattenoberfläche gilt als nicht versenkt. Bei versenkter Anordnung der Nägel müssen die Mindestdicken der Holzwerkstoffe um 2 mm erhöht werden.

(9) Bei Anschlüssen von Brettern, Bohlen, Holzwerkstoffplatten und dergleichen an Rundholz ohne passende Bearbeitung der Berührungsflächen des Rundholzes dürfen die charakteristischen Werte der Tragfähigkeit nur zu $2/3$ in Rechnung gestellt werden. Für Verbindungen von Bauteilen aus Rundholz ist ein genauere Nachweis erforderlich, sofern die Berührungsflächen im Anschlussbereich nicht passend bearbeitet sind.

12.5.2 Holz-Holz-Nagelverbindungen

(1) Für etwa rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes eingeschlagene Nägel bis zu einem Nageldurchmesser von 8 mm und für alle Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung des Holzes dürfen folgende charakteristische Werte der Lochleibungsfestigkeit angenommen werden:

für nicht vorgebohrte Hölzer:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \quad \text{N/mm}^2 \quad (202)$$

für vorgebohrte Hölzer:

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad (203)$$

Hierin bedeuten:

ρ_k charakteristische Rohdichte in kg/m^3 ,

d Durchmesser in mm.

(2) Die charakteristischen Werte des Fließmomentes für runde glattschaftige Drahtnägel und für Sondernägel, die jeweils aus Draht mit einer Mindestzugfestigkeit von 600 N/mm^2 hergestellt worden sind, dürfen angenommen werden zu:

$$M_{y,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad \text{Nmm} \quad (204)$$

Hierin bedeutet:

d Durchmesser des glatten Schaftteils in mm.

(3) Die charakteristischen Werte des Fließmomentes für Nägel mit etwa rechteckigem oder quadratischem Querschnitt, die aus Draht mit einer Mindestzugfestigkeit $f_{u,k}$ von 600 N/mm^2 hergestellt worden sind, dürfen angenommen werden zu:

$$M_{y,k} = 0,45 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad \text{Nmm} \quad (205)$$

Hierin bedeutet:

d kleinste Seitenlänge des Nagelquerschnitts in mm.

(4) Abweichend von Gleichung (181) darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Nagel für Verbindungen von Bauteilen aus Nadelholz angenommen werden zu:

$$R_k = \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (206)$$

Hierin darf für $f_{h,1,k}$ der größere Wert der Lochleibungsfestigkeiten der miteinander verbundenen Bauteile eingesetzt werden.

(5) Abweichend von den Gleichungen (182) bis (184) dürfen die Mindestdicken t_{req} (Holzdicken oder Eindringtiefen der Nägel mit rundem Querschnitt) für Verbindungen zwischen Bauteilen aus Nadelholz angenommen werden zu:

$$t_{\text{req}} = 9 \cdot d \quad (207)$$

(6) Bei Holz mit einer charakteristischen Rohdichte von über 500 kg/m^3 sind die Nagellöcher über die ganze Nagellänge vorzubohren.

(7) Ein Anschluss muss mindestens zwei Nägel enthalten. Dies gilt nicht für die Befestigung von Schalungen, Trag- und Konterlatten und die Zwischenanschlüsse von Windrispen, auch nicht für die Befestigung von Sparren und Pfetten auf Bindern und Rähmen sowie von Querträgern auf Rahmenhölzern, wenn diese Bauteile insgesamt mit mindestens zwei Nägeln angeschlossen sind.

(8) Bei Einschlagtiefen unter $4 \cdot d$ darf die der Nagelspitze nächstliegende Scherfuge nicht in Rechnung gestellt werden.

(9) Nägel, die parallel zur Faserrichtung des Holzes eingeschlagen sind, dürfen nicht zur Kraftübertragung in Rechnung gestellt werden.

(10) Die Mindestnagelabstände untereinander und von den Rändern sind in Tabelle 10 angegeben. Die Bezeichnungen sind in Bild 41 definiert. Bei Brettschichtholz darf für die Bestimmung der Nagelabstände eine Rohdichte $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$ zugrunde gelegt werden.

(11) Bei tragenden Nägeln und bei Heftnägeln soll der größte Abstand in Faserrichtung des Holzes $40 \cdot d$ und rechtwinklig dazu $20 \cdot d$ nicht überschreiten. Bei Platten aus Holzwerkstoffen soll der größte Abstand in keiner Richtung $40 \cdot d$ überschreiten. Haben die Platten nur aussteifende Funktion, so ist ein Abstand von $80 \cdot d$ zulässig. Dies gilt auch für den Anschluss mittragender Beplankungen an Mittelrippen von Wandscheiben.

(12) Falls $(t_2 - t)$ größer ist als $4 \cdot d$ (siehe Bild 44), dürfen sich die Nägel, die von beiden Seiten in nicht vorgebohrte Nagellöcher eingeschlagen sind, im Mittelholz übergreifen.

(13) Wegen der Spaltgefahr des Holzes muss bei Nagelverbindungen ohne Vorbohrung die Dicke t von Bauteilen aus Schnittholz mindestens betragen:

$$t = \max \left\{ 14 \cdot d ; (13 \cdot d - 30) \frac{\rho_k}{200} \right\} \quad (208)$$

Hierin bedeuten:

ρ_k charakteristische Rohdichte in kg/m^3 ,

d Durchmesser in mm.

Für Bauteile aus Kiefernholz gilt:

$$t = \max \left\{ 7 \cdot d ; (13 \cdot d - 30) \frac{\rho_k}{400} \right\} \quad (209)$$

Die Mindestdicke t nach Gleichung (209) gilt auch für Bauteile aus anderen Nadelholzarten, falls die Mindestnagelabstände zum Rand rechtwinklig zur Faser mindestens $10 \cdot d$ für $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$ und mindestens $14 \cdot d$ für $420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k < 500 \text{ kg/m}^3$ betragen.

Tabelle 10: Mindestnagelabstände

	1	2	3	4
		Nicht vorgebohrt		Vorgebohrt
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k < 500 \text{ kg/m}^3$	
1	a_1 parallel zur Faserrichtung	$d < 5 \text{ mm}: (5 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}: (5 + 7 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(7 + 8 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
2	a_2 rechtwinklig zur Faserrichtung	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$
3	$a_{1,t}$ beanspruchtes Hirnholzende	$(10 + 5 \cos \alpha) \cdot d$	$(15 + 5 \cos \alpha) \cdot d$	$(7 + 5 \cos \alpha) \cdot d$
4	$a_{1,c}$ unbeanspruchtes Hirnholzende	$d < 5 \text{ mm}: 7 \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}: 10 \cdot d$	$15 \cdot d$	$7 \cdot d$
5	$a_{2,t}$ beanspruchter Rand	$d < 5 \text{ mm}: (5 + 2 \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}: (5 + 5 \sin \alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm}: (7 + 2 \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm}: (7 + 5 \sin \alpha) \cdot d$	$(3 + 4 \sin \alpha) \cdot d$
6	$a_{2,c}$ unbeanspruchter Rand	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$

α ist der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung

(14) Für mehrere in Faserrichtung hintereinander angeordnete Nägel mit Durchmessern $d > 6 \text{ mm}$ ist zur Bestimmung der wirksamen Anzahl Abschnitt 12.3 (9) sinngemäß anzuwenden.

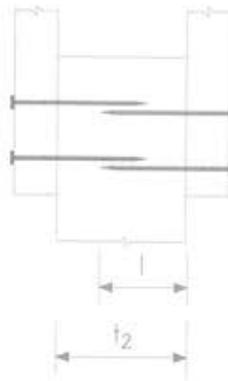


Bild 44: Übergreifende Nägel

12.5.3 Holzwerkstoff- oder Gipswerkstoff-Holz-Nagelverbindungen

(1) Die Regeln für Holz-Holz-Nagelverbindungen nach Abschnitt 12.5.2 gelten sinngemäß. Für Gipswerkstoff-Holz-Verbindungen sind nur Nägel nach DIN 18182-4 zulässig.

(2) Für Brettsperrholz nach Abschnitt 7.6 dürfen die charakteristischen Werte der Lochleibungsfestigkeit nach Gleichung (202) bzw. (203) angenommen werden.

(3) Für Baufurniersperrholz nach Abschnitt 7.7 dürfen folgende charakteristische Werte der Lochleibungsfestigkeit angenommen werden:

für nicht vorgebohrte Baufurniersperrhölzer:

$$f_{h,k} = 0,11 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \quad \text{N/mm}^2 \quad (210)$$

für vorgebohrte Baufurniersperrhölzer:

$$f_{h,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad \text{N/mm}^2 \quad (211)$$

Hierin bedeuten:

ρ_k charakteristische Rohdichte in kg/m^3 ,

d Durchmesser in mm.

(4) Für OSB-Platten nach Abschnitt 7.8 und kunstharzgebundene Holzspanplatten nach Abschnitt 7.9 dürfen folgende charakteristische Werte der Lochleibungsfestigkeit angenommen werden:

für nicht vorgebohrte Platten:

$$f_{h,k} = 65 \cdot d^{-0,7} \cdot t^{0,1} \quad \text{N/mm}^2 \quad (212)$$

für vorgebohrte Platten:

$$f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,2} \quad \text{N/mm}^2 \quad (213)$$

Hierin bedeuten:

d Durchmesser in mm,

t Plattendicke in mm.

(5) Für Holzfaserplatten des Plattentyps HFH20 nach DIN 68754-1 oder harte Holzfaserplatten nach DIN EN 622-2 darf folgender charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit angenommen werden:

$$f_{h,k} = 30 \cdot d^{-0,3} \cdot t^{0,6} \quad \text{N/mm}^2 \quad (214)$$

Hierin bedeuten:

d Durchmesser in mm,

t Plattendicke in mm.

(6) Für Gipskartonplatten nach Abschnitt 7.12 darf folgender charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit angenommen werden:

$$f_{h,k} = 3,9 \cdot d^{-0,6} \cdot t^{0,7} \quad \text{N/mm}^2 \quad (215)$$

Hierin bedeuten:

d Durchmesser in mm,

t Plattendicke in mm.

(7) Abweichend von Gleichung (181) darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Nagel für Verbindungen von Holz- oder Gipswerkstoffen mit Bauteilen aus Holz angenommen werden zu:

$$R_k = A \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (216)$$

Hierin bedeuten:

A Faktor nach Tabelle 11,

$f_{h,1,k}$ charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Holz- oder Gipswerkstoffes.

(8) Bei einschnittigen Holzwerkstoff-Holz-Nagelverbindungen mit Sondernägeln der Tragfähigkeitsklasse 3, nicht jedoch bei Gipskarton-Holz-Verbindungen, darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k nach Gleichung (216) um einen Anteil ΔR_k erhöht werden:

$$\Delta R_k = \min \{ 0,5 \cdot R_k ; 0,25 \cdot R_{ax,k} \} \quad (217)$$

Hierin bedeutet:

$R_{ax,k}$ Auszieh Widerstand des Sondernagels nach Gleichung (223).

(9) Abweichend von den Gleichungen (182) bis (184) dürfen die in Tabelle 11 angegebenen Mindestdicken t_{req} für Verbindungen zwischen Bauteilen aus Holz- oder Gipswerkstoffen und Holz angenommen werden.

(10) Als Mindestnagelabstände a_1 und a_2 in Baufurniersperrholz-Holzverbindungen gelten die 0,85-fachen Werte in Tabelle 10.

(11) Für Gipskarton-Holz-Verbindungen ist der Mindestnagelabstand abweichend von Tabelle 10 mit $a_1 = 20 d$ anzunehmen.

Tabelle 11: Werte des Faktors A in Gleichung (216) und der erforderlichen Holzwerkstoff- oder Gipswerkstoffdicken

	1	2	3	4
1	Holzwerkstoff	Faktor A in Gleichung (216)	erforderliche Dicke t_{req} für außen liegende Holzwerkstoffplatten (einschnittige Verbindung)	erforderliche Dicke t_{req} für innen liegende Holzwerkstoffplatten (zweischmittige Verbindung)
2	Baufurniersperrholz nach DIN 68705-3	0,9	$7 \cdot d$	$6 \cdot d$
3	Baufurniersperrholz nach DIN 68705-5	0,8	$6 \cdot d$	$4 \cdot d$
4	OSB-Platten OSB/2, OSB/3 und OSB/4 nach DIN EN 300 Kunstharzgebundene Holzspanplatten nach DIN 68763 oder DIN EN 312-4 bis 7	0,8	$7 \cdot d$	$6 \cdot d$
5	Holzfaserverplatten des Plattentyps HFH20 nach DIN 68754-1 oder des Plattentyps HB nach DIN EN 622-2 und 3	0,7	$6 \cdot d$	$4 \cdot d$
6	Gipskartonplatten nach DIN 18180	1,0	$10 \cdot d$	-

(12) Der größte Abstand sollte in keiner Richtung $40 \cdot d$ überschreiten. Bei Gipskarton-Holz-Verbindungen darf der größte Abstand $60 \cdot d$, höchstens jedoch 150 mm betragen. Haben die Werkstoffplatten nur aussteifende Funktion, ist ein Abstand bis zu $80 \cdot d$ zulässig. Dies gilt auch für den Anschluss mittragender Beplankungen an Mittelrippen von Wandtafeln.

(13) Die Mindestrandabstände in Baufurniersperrholz, OSB-Platten, kunstharzgebundenen Holzspanplatten und Holzfaserverplatten des Plattentyps HFH20 betragen $3 \cdot d$ und für Gipskartonplatten $7 \cdot d$ für den unbeanspruchten Rand, soweit nicht die Nagelabstände im Holz maßgebend werden. Vom beanspruchten Platten-

rand dürfen die Abstände der Nägel $4 \cdot d$ bei Baufurniersperrholz sowie $7 \cdot d$ bei OSB-Platten, kunstharzgebundenen Holzspanplatten und Holzfasernplatten nicht unterschreiten.

12.5.4 Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen

(1) Die Regeln für Holz-Holz-Verbindungen nach Abschnitt 12.5.2 gelten sinngemäß.

(2) Abweichend von Gleichung (181) darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Nagel für Verbindungen von Stahlblechen und Bauteilen aus Nadelvollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz oder Furnierschichtholz angenommen werden zu:

$$R_k = A \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} \quad (218)$$

Hierin bedeuten:

A Faktor nach Tabelle 12,

$f_{h,k}$ charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Holzes.

(3) Bei einschnittigen Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen mit Sondernägeln der Tragfähigkeitsklasse 3 darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k nach Gleichung (218) um einen Anteil ΔR_k erhöht werden:

$$\Delta R_k = \min \{ 0,5 \cdot R_k ; 0,25 \cdot R_{ax,k} \} \quad (219)$$

Hierin bedeutet:

$R_{ax,k}$ Auszieh Widerstand des Sondernagels nach Gleichung (223).

Tabelle 12: Werte des Faktors A in Gleichung (218) und der erforderlichen Holzdicke in Stahlblech - Holz - Nagelverbindungen

	1	2	3	4
1	Stahlblech (vorgebohrt)	Faktor A in Gleichung (218)	erforderliche Mittelholzdicke t_{req} (zweischrittige Verbindung)	erforderliche Dicke t_{req} in allen anderen Fällen
2	innen liegend oder dick und außen liegend	1,4	$5 \cdot d$	10-d
3	Dünn und außen liegend;	1,0	$7 \cdot d$	9-d
Zur Definition der dicken bzw. dünnen Stahlbleche siehe 12.2.3 (1) und (2).				

(4) Abweichend von den Gleichungen (188), (190) und (191) dürfen die in Tabelle 12 angegebenen Mindestholzdicken t_{req} für Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen angenommen werden.

(5) Die Mindestnagelabstände a_1 bzw. a_2 dürfen bei nicht vorgebohrten Nagellöchern bis auf die 0,5-fachen Werte der Tabelle 10 verringert werden. Dabei ist für jeden Nagel eine Anschlussfläche $0,5 \cdot a_1 \cdot a_2$ mit den Werten a_1 und a_2 aus Tabelle 10 einzuhalten. Die auf diese Weise ermittelten Mindestnagelabstände sind auch für vorgebohrte Nagellöcher zulässig.

(6) Für den Abstand der Nägel vom Blechrand gilt DIN 18800-1 sinngemäß.

12.6 Verbindungen mit Holzschrauben

(1) Die Festlegungen über Verbindungen mit Holzschrauben gelten für die Anwendung von Holzschrauben mit einem Gewinde nach DIN 7998 mit mindestens 4 mm Nenndurchmesser. Die Verwendung anderer Holzschrauben ist zulässig, wenn ihre Eignung durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachgewiesen ist. Der Nenndurchmesser d entspricht dem Außendurchmesser des Schraubengewindes. Für Gipswerkstoff-Holz-Verbindungen sind nur Schnellbauschrauben nach DIN 18182-2 zulässig.

(2) Eine tragende Schraubenverbindung muss mindestens zwei Holzschrauben enthalten. Dies gilt nicht für die Befestigung von Schalungen, Latten (Trag- und Konterlatten) und Windrispen, auch nicht für die Befestigung von Sparren, Pfetten und dergleichen auf Bindern und Rähmen sowie von Querriegeln an Rahmenhölzern, wenn das Bauteil mit mindestens zwei Holzschrauben angeschlossen ist.

(3) Für Holzschrauben mit einem Gewinde nach DIN 7998 und mit $d > 8$ mm sind die zu verbindenden Teile auf die Tiefe des glatten Schaftes mit dem Schaftdurchmesser und auf die Länge des Gewindeteiles mit $0,7 \cdot d$ vorzubohren.

(4) Beträgt der Nenndurchmesser $d \leq 8$ mm, dann dürfen die zu verbindenden Teile vorgebohrt werden. Bei Bauholz mit einer charakteristischen Rohdichte von über 500 kg/m^3 und bei Douglasienholz sind die Schraubenlöcher über die ganze Schraubenlänge vorzubohren. Der Bohrl Lochdurchmesser darf dann zwischen $0,6 d$ und $0,8 d$ betragen. Zementgebundene Spanplatten sind stets vorzubohren.

(5) Für den Nachweis der Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zur Schraubenachse (Abscheren) gelten die Bestimmungen des Abschnittes 12.2 sinngemäß, soweit in den nachfolgenden Abschnitten nichts anderes bestimmt ist. Für Holzschrauben mit einem Durchmesser bis zu 8 mm gelten die Bestimmungen des Abschnittes 12.5, für Holzschrauben mit einem Durchmesser $d > 8$ mm gelten diejenigen des Abschnittes 12.3 sinngemäß. In den maßgebenden Gleichungen ist für d der Nenndurchmesser einzusetzen.

(6) Für Holzschrauben mit einem Gewinde nach DIN 7998, die aus Draht mit einer Mindestzugfestigkeit von 400 N/mm^2 hergestellt worden sind, dürfen die charakteristischen Werte des Fließmomentes im Gewindebereich angenommen werden zu:

$$M_{y,k} = 0,15 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \text{ Nmm} \quad (220)$$

Hierin bedeutet:

d Nenndurchmesser der Schrauben in mm.

(7) Ohne genaueren Nachweis ist der kleinere der charakteristischen Werte des Fließmoments für den Schaft- bzw. für den Gewindebereich zu verwenden.

(8) Bei einschnittigen Verbindungen mit Holzschrauben darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k nach Absatz (5) um einen Anteil ΔR_k erhöht werden.

$$\Delta R_k = \min \{ R_k ; 0,25 \cdot R_{ax,k} \} \quad (221)$$

Dabei ist $R_{ax,k}$ der kleinere Wert des Ausziehwiderstandes der Holzschraube für den Fall des Herausziehens aus dem Holzteil mit der Schraubenspitze nach Gleichung (225) und für den Fall des Kopfdurchziehens nach Gleichung (225), siehe Abschnitt 12.8.2. Bei Stahlblech - Holz - Schraubenverbindungen darf der Fall des Kopfdurchziehens unbeachtet bleiben.

(9) Die Einschraubtiefe im Bauteil mit der Schraubenspitze muss mindestens $4 \cdot d$ betragen.

(10) Als Mindestabstände der Holzschrauben im Holz untereinander und von den Rändern gelten die Werte wie nach Tabelle 10 sinngemäß. Die Bezeichnungen sind in Bild 41 definiert.

(11) Für die Mindest- und Größtabstände der Holzschrauben in Holzwerkstoffen gelten Abschnitt 12.5.3 (10), (12) und (13) sinngemäß.

(12) Bei Holzschraubenverbindungen ohne Vorbohrung der zu verbindenden Teile müssen die Teile eine Mindestdicke t nach 12.5.2 (13) aufweisen.

12.7 Verbindungen mit Klammern

(1) Die Festlegungen über Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Klammernverbindungen gelten für die Anwendung von Klammern aus Stahldraht (siehe Bild 45) mit einer Querschnittsfläche zwischen $1,7 \text{ mm}^2$ und $3,2 \text{ mm}^2$, die aus Draht mit einer Mindestzugfestigkeit von 800 N/mm^2 hergestellt worden sind. Die Breite b_R des Klammerrückens muss mindestens $6 \cdot d$ und die Länge ℓ des Klammerschaftes darf höchstens $65 \cdot d$ betragen.

Die Klammern müssen über mindestens die halbe Länge des Klammerschaftes beharzt sein. Der Nenndurchmesser d entspricht dem Drahtdurchmesser. Es dürfen nur Klammern verwendet werden, deren Eignung nachgewiesen ist. Der Eignungsnachweis erfolgt im Rahmen eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses auf der Grundlage der in Anhang E angegebenen Eignungsprüfung. Für Gipswerkstoff-Holz-Verbindungen sind nur Klammern nach DIN 18182-3 zulässig.

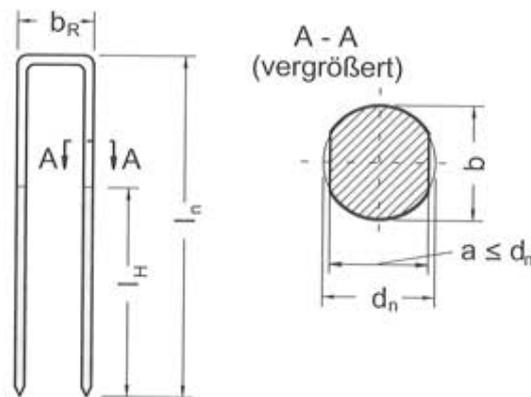


Bild 45: Klammer für tragende Verbindungen

(2) Bei Anschlüssen von Holzwerkstoffen dürfen die Klammerrücken nicht mehr als 2 mm tief versenkt werden, müssen jedoch mindestens bündig mit der Oberfläche des Holzwerkstoffes eingetrieben werden. Ein bündiger Abschluss des Klammerrückens mit der Plattenoberfläche gilt als nicht versenkt. Bei versenkter Anordnung der Klammerrücken müssen die Mindestdicken der Holzwerkstoffe um 2 mm erhöht werden.

(3) Für den Nachweis der Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zum Klammerschaft (Abscheren) gelten, sofern im folgenden nichts anderes festgelegt ist, die Bestimmungen der Abschnitte 12.2 und 12.5 für Nagelverbindungen mit nicht vorgebohrten Nagellöchern. In den maßgebenden Gleichungen ist für d der Nenndurchmesser einzusetzen.

(4) Der charakteristische Wert des Fließmomentes für einen Klammerschaft darf angenommen werden zu:

$$M_{y,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \text{ Nmm} \quad (222)$$

Hierin bedeutet:

d Nenndurchmesser der Klammer in mm.

(5) Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Klammer darf als ebenso groß angenommen werden wie derjenige zweier Nägel des gleichen Durchmessers, wenn der Winkel zwischen dem Klammerrücken und der Faserrichtung des Holzes mindestens 30° beträgt.

(6) Beträgt der Winkel zwischen Holzfaserrichtung und Klammerrücken weniger als 30° , ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit mit 0,7 abzumindern.

(7) Die Eindringtiefe im Bauteil mit den Klammerspitzen muss mindestens $8 \cdot d$ betragen.

(8) Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern (siehe Bild 46) sind für Klammern mit einer Rückenbreite $b_R \leq 10 d$ in Tabelle 13 angegeben und beziehen sich auf die Mitte des Klammerrückens. α ist der Winkel zwischen Kraft- und Holzfaserrichtung, β ist der Winkel zwischen Klammerrücken und Holzfaserrichtung. Bei Klammern mit einer Rückenbreite $b_R > 10 d$ sind für jeden Klammerschaft die Mindestabstände für Nägel nach Abschnitt 12.5 sinngemäß einzuhalten.

(9) Der größte Abstand der Klammern sollte bei Holzwerkstoffen und bei Nadelholz in Faserrichtung $80 \cdot d$ und bei Nadelholz rechtwinklig zur Faserrichtung $40 \cdot d$ nicht überschreiten.

(10) Abschnitt 12.5.3 (13) gilt sinngemäß.

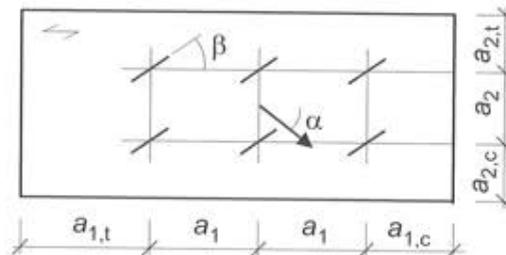


Bild 46: Definitionen der Abstände bei Klammerverbindungen

Tabelle 13: Mindestklammerabstände (siehe Bild 46)

	1	2
1	a_1 parallel zur Faserrichtung	$\beta \geq 30^\circ$: $(10 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
2		$\beta < 30^\circ$: $(15 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
3	a_2 rechtwinklig zur Faserrichtung	$\beta \geq 30^\circ$: $(5 + 10 \cdot \sin \beta) \cdot d$
4		$\beta < 30^\circ$: $10 \cdot d$
5	$a_{1,t}$ beanspruchtes Hirnholzende	$(15 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
6	$a_{1,c}$ unbeanspruchtes Hirnholzende	$15 \cdot d$
7	$a_{2,t}$ beanspruchter Rand	$(10 + 5 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
8	$a_{2,c}$ unbeanspruchter Rand	$(5 + 5 \cdot \sin \beta) \cdot d$
α ist der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung und β der Winkel zwischen Klammerrücken und Faserrichtung		

12.8 Tragfähigkeit bei Beanspruchung in Richtung der Stiftachse (Herausziehen)

12.8.1 Nägel

(1) Glattschaftige Nägel und Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse 1 dürfen nur für kurze Lasteinwirkungen (z.B. Windsogkräfte) in Schafrichtung (Richtung der Stiftachse) beansprucht werden.

(2) Dies gilt nicht für glattschaftige Nägel und Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse 1 im Anschluss von Koppelpfetten, wenn infolge einer Dachneigung von höchstens 30° die Nägel dauernd auf Herausziehen beansprucht werden. In solchen Fällen ist der charakteristische Wert des Ausziehparameters $f_{1,k}$ nur mit 60 % in Rechnung zu stellen.

(3) Glattschaftige Nägel in vorgebohrten Nagellöchern dürfen nicht auf Herausziehen beansprucht werden

(4) Sondernägel werden entsprechend ihrem Widerstand gegen Herausziehen bei Beanspruchung in Schafrichtung in die Tragfähigkeitsklassen 1, 2 oder 3 eingeteilt. Darüber hinaus werden sie entsprechend ihrem Widerstand gegen Kopfdurchziehen in die Tragfähigkeitsklassen A, B oder C eingeteilt.

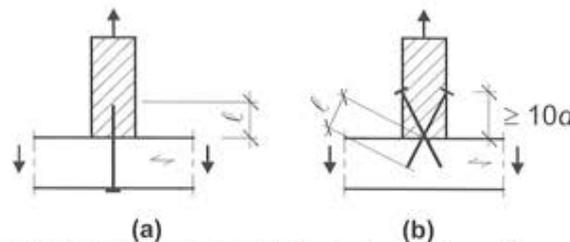


Bild 47: Nagelung rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes (a) und Schrägnagelung (b)

(5) Der charakteristische Wert des Ausziehwiderstandes von Nägeln bei Nagelung rechtwinklig zur Faserrichtung (siehe Bild 47a) und bei Schrägnagelung (siehe Bild 47b) darf wie folgt berechnet werden:

$$R_{ax,k} = \min \left\{ f_{1,k} \cdot d \cdot \ell_{ef}; f_{2,k} \cdot d_k^2 \right\} \quad (223)$$

Hierin bedeuten:

- $f_{1,k}$ charakteristischer Wert des Ausziehparameters,
- $f_{2,k}$ charakteristischer Wert des Kopfdurchziehparameters,
- d Nenndurchmesser des Nagels,
- d_k Außendurchmesser des Nagelkopfes,
- ℓ_{ef} wirksame Nageleinschlagtiefe (siehe Absatz (8)).

Für $f_{1,k}$ und $f_{2,k}$ dürfen die in Tabelle 14 angegebenen Werte in Rechnung gestellt werden.

(6) Mit dem ersten Ausdruck in Gleichung (223) wird das Herausziehen des Nagels aus dem Holzteil mit der Nagelspitze, mit dem zweiten Ausdruck das Durchziehen des Nagels durch das Holzteil mit dem Nagelkopf erfasst. Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen darf der zweite Ausdruck außer Betracht bleiben.

Tabelle 14: Charakteristische Werte für die Ausziehparameter $f_{1,k}$ und die Kopfdurchziehparameter $f_{2,k}$ in N/mm² für Nägel

	1	2	3	4
1	Nageltyp	$f_{1,k}$		$f_{2,k}$
2	Glattschaftige Nägel	$18 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	Glattschaftige Nägel	$60 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
3	Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse	$f_{1,k}$	Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse	$f_{2,k}$
4	1	$30 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	A	$60 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
5	2	$40 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	B	$80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
6	3	$50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	C	$100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
Charakteristische Rohdichte ρ_k in kg/m ³ , jedoch höchstens 500 kg/m ³				

(7) Bei Verbindungen mit Sondernägeln in vorgebohrten Nagellöchern darf die charakteristische Tragfähigkeit $R_{ax,k}$ nur mit 70 % des Wertes nach Gleichung (223)a) in Ansatz gebracht werden, wenn der Bohrl Lochdurchmesser nicht größer als der Kerndurchmesser des Sondernagels ist. Bei größerem Bohrl Lochdurchmesser darf der Sondernagel nicht auf Herausziehen beansprucht werden.

(8) Die Einschlagtiefe muss für glattschaftige Nägel und Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse 1 mindestens $12 \cdot d$ und für Sondernägel der Tragfähigkeitsklassen 2 und 3 mindestens $8 \cdot d$ betragen. Die Einschlagtiefe ℓ_{ef} wird einschließlich der Nagelspitze bestimmt und darf höchstens mit $20 \cdot d$ und bei Sondernägeln höchstens mit der Länge des profilierten Schaftteiles in Rechnung gestellt werden.

(9) Die Bemessungswerte des Ausziehwiderstandes sind aus den charakteristischen Werten nach Gl. (223) wie folgt zu berechnen:

$$R_{ax,d} = \frac{k_{mod} R_{ax,k}}{\gamma_M} \quad (224)$$

Für γ_M ist der Wert für Holz bzw. Holzwerkstoffe nach Tabelle 1 einzusetzen.

(10) Beim Anschluss von Brettsperrholz, Baufurniersperrholz, OSB-Platten, kunstharzgebundenen Holzspanplatten oder zementgebundenen Holzspanplatten dürfen die charakteristischen Werte des Kopfdurchziehparameters $f_{2,k}$ nach Tabelle 14 nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn diese Platten mindestens 20 mm dick sind. Die charakteristische Rohdichte ρ_k ist dabei mit 380 kg/m^3 in Rechnung zu stellen. Für Platten mit einer Dicke zwischen 12 mm und 20 mm darf in allen Fällen nur mit $f_{2,k} = 8 \text{ N/mm}^2$ gerechnet werden. Bei geringeren Plattendicken als 12 mm darf mit $R_{ax,k} = 400 \text{ N}$ gerechnet werden.

(11) Die charakteristische Tragfähigkeit nach dem ersten Ausdruck in Gleichung (223) darf bei Verbindungen von Bauteilen aus Vollholz mit einer Einbauholzfeuchte oberhalb 20 % und der Möglichkeit, im eingebauten Zustand auszutrocknen, nur zu $2/3$ in Rechnung gestellt werden.

(12) Die Nagelabstände in Schafrichtung beanspruchter Nägel müssen den Abständen rechtwinklig zur Nagelachse beanspruchter Nägel entsprechen. Bei Schrägnagelung muß der Abstand zum beanspruchten Rand mindestens $10 \cdot d$ betragen (siehe Bild 47b).

12.8.2 Holzschrauben

(1) Holzschrauben werden entsprechend ihrem Widerstand gegen Herausziehen aus Nadelholz bei Beanspruchung in Schafrichtung in die Tragfähigkeitsklassen 1, 2 oder 3 eingeteilt. Darüber hinaus werden sie entsprechend ihrem Widerstand gegen Kopfdurchziehen in die Tragfähigkeitsklassen A, B oder C eingeteilt.

(2) Der charakteristische Wert des Ausziehwiderstandes von Holzschrauben, die unter einem Winkel $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ zur Faserrichtung in das Holz eingeschraubt sind, darf wie folgt berechnet werden:

$$R_{ax,k} = \min \left\{ \frac{f_{1,k} \cdot d \cdot \ell_{ef}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cos^2 \alpha}; f_{2,k} \cdot d_k^2 \right\} \quad (225)$$

Hierin bedeuten:

- $f_{1,k}$ charakteristischer Wert des Ausziehparameters,
 $f_{2,k}$ charakteristischer Wert des Kopfdurchziehparameters,
 l_{ef} Gewindelänge im Holzteil mit der Schraubenspitze,
 d Nenndurchmesser der Holzschraube, siehe 12.6 (1),
 d_k Außendurchmesser des Schraubenkopfes, ggf. einschließlich Unterlegscheibe.

- (3) Für $f_{1,k}$ und $f_{2,k}$ dürfen die in Tabelle 15 angegebenen Werte in Rechnung gestellt werden.
- (4) Holzschrauben mit einem Gewinde nach DIN 7998 dürfen ohne Nachweis in die Tragfähigkeitsklasse 2A eingestuft werden.
- (5) Abschnitt 12.8.1 (10) gilt sinngemäß.
- (6) Für den Nachweis der Tragfähigkeit einer Holzschraube mit einem Gewinde nach DIN 7998 auf Zug in Schafrichtung darf die charakteristische Tragfähigkeit der Schraube angenommen werden zu:

$$R_{ax,k} = 75\pi (0,9 \cdot d)^2 \text{ in N} \quad (226)$$

Hierin bedeutet:

d Nenndurchmesser der Schrauben in mm.

Der Bemessungswert der Schraubentragfähigkeit ergibt sich dabei aus $R_{ax,k}$ nach Gleichung (226) durch Dividieren durch $\gamma_M = 1,25$.

(7) Die Mindestabstände, Mindestholzdicken und Einschraubtiefen sind wie bei rechtwinklig zu ihrer Achse beanspruchten Holzschrauben einzuhalten.

Tabelle 15: Charakteristische Werte für die Ausziehparameter $f_{1,k}$ und die Kopfdurchziehparameter $f_{2,k}$ in N/mm^2 für Holzschrauben

	1	2	3	4
1	Tragfähigkeitsklasse	$f_{1,k}$	Tragfähigkeitsklasse	$f_{2,k}$
2	1	$60 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	A	$60 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
3	2	$70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	B	$80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
4	3	$80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	C	$100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
Charakteristische Rohdichte ρ_k in kg/m^3 , jedoch höchstens $500 kg/m^3$				

12.8.3 Klammern

- (1) Für einen Klammerschaft gelten die Bestimmungen wie für einen glattschaftigen Nagel. Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Klammer darf damit wie derjenige zweier glattschaftiger Nägel (Tabelle 14, Zeile 2) des gleichen Durchmessers angenommen werden, vorausgesetzt dass der Winkel zwischen dem Klammerrücken und der Faserrichtung des Holzes mindestens 30° beträgt.
- (2) Beträgt der Winkel zwischen Holzfaserrichtung und Klammerrücken weniger als 30° , darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Klammer nur zu 70 % in Rechnung gestellt werden.
- (3) Abweichend von Abschnitt 12.8.1 gilt:
- Der charakteristische Wert $f_{1,k}$ des Ausziehparameters darf bei Klammerverbindungen, die mit trockenem Holz hergestellt werden, verdoppelt werden.
 - Der charakteristische Wert $f_{1,k}$ des Ausziehparameters muss bei Klammerverbindungen, die mit halbtrockenem Holz hergestellt werden, um 1/3 abgemindert werden.
 - In frisches Holz eingetriebene Klammern dürfen nicht auf Herausziehen in Rechnung gestellt werden, auch wenn das Holz im Gebrauchszustand nachtrocknen kann.
- (4) Beim Anschluss von Brettsperrholz und Baufurniersperrholz und von Holzfaserplatten darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn die Platten mindestens 6 mm dick sind, für OSB-Platten oder kunstharzgebundene Holzspanplatten, wenn die Platten mindestens 8 mm dick sind. Bei versenkter Anordnung der Klammerrücken sind die Mindestdicken der Holzwerkstoffplatten um 2 mm zu erhöhen.

(5) Die Mindestabstände und Eindringtiefen sind wie bei rechtwinklig zu ihrer Achse beanspruchten Klammern einzuhalten.

12.9 Tragfähigkeit kombiniert beanspruchter Nägel, Holzschrauben und Klammern

(1) Bei Verbindungen, die sowohl durch eine Einwirkung in Richtung der Stiftachse mit F_{ax} als auch rechtwinklig dazu mit F_{la} beansprucht werden, muß die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^m + \left(\frac{F_{la,d}}{R_{la,d}}\right)^m \leq 1 \quad (227)$$

Hierin bedeuten:

$R_{ax,d}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit auf Herausziehen (Beanspruchung in Richtung der Stiftachse),

$R_{la,d}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zur Stiftachse (Abscheren),

$m = 1$ für glattschaftige Nägel, Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse 1 und Klammern,

$m = 2$ für Sondernägel mindestens der Tragfähigkeitsklasse 2 und für Holzschrauben.

(2) Bei Koppelpfettenanschlüssen mit glattschaftigen Nägeln darf mit $m = 1,5$ gerechnet werden.

13 Verbindungen mit sonstigen mechanischen Verbindungsmitteln

13.1 Allgemeines

(1) Sonstige mechanische Verbindungsmittel im Sinne dieses Abschnittes sind Nagelplatten, Dübel besonderer Bauart und Stahlblechformteile.

(2) Alle Verbindungen mit derartigen Verbindungsmitteln führen zu lastabhängigen Verschiebungen der miteinander verbundenen Teile.

(3) Nagelplatten als mechanische Verbindungsmittel bedürfen eines Nachweises ihrer Verwendbarkeit durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Nagelplattenverbindungen dürfen mit den Nachweisverfahren nach Abschnitt 13.2 bemessen werden. Abweichungen davon bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall.

(4) Dübel besonderer Bauart müssen hinsichtlich ihrer Form, ihrer Maße und ihrer Werkstoffeigenschaften den Anforderungen nach DIN EN 912 entsprechen. Einige Dübel besonderer Bauart sind in Anhang V angegeben. Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart dürfen mit dem Nachweisverfahren nach Abschnitt 13.3 bemessen werden. Abweichungen davon bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall.

(5) Stahlblechformteile sind kaltgeformte Stahlblechteile mit Blechdicken von höchstens 4 mm. Sie dienen zusammen mit stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln zur Verbindung von Holzbauteilen. Wenn die Tragfähigkeit der Verbindung mit Stahlblechformteilen rechnerisch nicht eindeutig erfasst werden kann, muss ihre Verwendbarkeit auf andere Weise, z.B. durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, nachgewiesen werden.

13.2 Verbindungen mit Nagelplatten

13.2.1 Allgemeines

(1) Die Festlegungen über Verbindungen mit Nagelplatten gelten für Bauteile aus Holz, insbesondere für Fachwerke.

(2) Die Festlegungen gelten für Nagelplatten aus verzinktem oder korrosionsbeständigem Stahlblech von mindestens 1 mm Nennstärke, die nagel- oder dübelartige Ausstanzungen besitzen, so dass einseitig etwa rechtwinklig zur Plattenebene abgebogene Nägel entstehen. Die nachfolgenden Bestimmungen gelten nur für Nagelplatten mit orthogonalem Aufbau.

(3) Nagelplattenverbindungen dürfen nur bei Bauteilen angewendet werden, die vorwiegend ruhend belastet sind.

(4) Bei der Herstellung von Verbindungen mit Nagelplatten für Bauteile in den Nutzungsklassen 1 und 2 dürfen die zu verbindenden Hölzer eine Feuchte von 20% nicht überschreiten. Dabei dürfen die Feuchteun-

terschiede nicht mehr als fünf Prozentpunkte betragen. Beträgt die Holzfeuchte bei der Herstellung oder während der Nutzung mehr als 20 %, dann sind die Bauteile und Verbindungen mit den Modifikationsbeiwerten k_{mod} der Nutzungsklasse 3 zu bemessen. Alle Hölzer eines Bauteils sollen gleiche Dicken, mit Unterschieden im Bereich der Nagelplatten von höchstens 1 mm, aufweisen. Die Hölzer sollen im Bereich der Verbindungen scharfkantig sein.

(5) An jedem Stoß oder Knotenpunkt müssen auf beiden Seiten die Nagelplatten gleich groß sein und symmetrisch angeordnet werden.

(6) Die Einbindetiefe s der Nagelplatten in Gurte muss folgende Bedingung erfüllen:

$$s \geq \max \left\{ 30 \text{ mm}; \frac{h_t}{6} \right\} \quad (228)$$

Hierin bedeuten:

h_t Gurthöhe,

s Abstand des Schwerpunktes der Anschlussfläche A_{ef} vom Gurtrand.

(7) Bei Stößen von Stäben sind mindestens 50% der Stabhöhe durch die Nagelplatten abzudecken. Hierbei dürfen nicht abgedeckte Teile der Stoßfugen jeweils 30% der Stoßfugenlänge nicht überschreiten

(8) Bei Obergurtauflagerungen ist der aufgelagerte Gurt zu mindestens 90% seiner Höhe durch die Nagelplatte des auflagnahen Knotens abzudecken, falls kein genauere Nachweis erfolgt. Das Auflager soll unmittelbar am Knoten liegen. Es sind die erforderlichen Spannungsnachweise im Stab zwischen Auflager und Knoten zu führen. Eine Abminderung der Querkraft nach Abschnitt 10.2.9 (3) darf bei Obergurtauflagerung nicht in Ansatz gebracht werden.

(9) Sämtliche Verbindungen sind mindestens für eine kurzzeitig wirkende Kraft mit dem Bemessungswert F_d zu bemessen, die in jeder Richtung in der Tragwerksebene angreifen kann. Für F_d kann die folgende Zahlenwertgleichung verwendet werden:

$$F_d = 1,0 + 0,1 \cdot \ell \text{ in kN} \quad (229)$$

Hierin bedeutet:

ℓ Gesamtlänge des Bauteiles in m.

(10) Wird eine Kraftübertragung durch Kontakt in Rechnung gestellt, so sind die Druckstöße und Druckanschlüsse passgenau auszuführen. Der Spalt zwischen den Hölzern darf im Gebrauchszustand im Mittel nicht mehr als 1 mm betragen.

(11) Bei einer Ausführung passgenauer Stöße dürfen Druckkräfte über Kontakt übertragen werden. Das gilt nur bei rechtwinkligen Anschlüssen, z.B. von Füllstäben an Gurte, und bei fasernparallelen Stößen von Hölzern in den äußeren Vierteln der Knickbiegeline. In diesen Fällen ist die Verbindung mindestens für eine Druckkraft in Höhe der halben Stabkraft zu bemessen.

13.2.2 Bemessung der Nagelplatten

(1) Form, Materialkennwerte und Rechenwerte für die Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sind der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die Nagelplatte zu entnehmen.

(2) Die Geometrie einer Nagelplatte ist in Bild 48 angegeben.

Hierin bedeuten:

x-Richtung Hauptrichtung der Nagelplatte,

y-Richtung Richtung rechtwinklig zur Hauptrichtung der Nagelplatte,

α Winkel zwischen x-Richtung und der Krafrichtung,

β Winkel zwischen Faserrichtung des Holzes und der Krafrichtung,

γ Winkel zwischen x-Richtung und der Fugenrichtung,

ℓ_s Länge des durch die Nagelplatten abgedeckten Teiles der Fuge, gemessen in Fugenrichtung; dabei dürfen zug- oder druckbeanspruchte freie Plattenbereiche höchstens mit der Länge $8 \cdot d$, scherbeanspruchte freie Plattenbereiche höchstens mit der Länge $40 \cdot d$ berücksichtigt werden mit d als Blechdicke der Nagelplatte.

(3) Als charakteristische Werte der Nagel- und Plattentragfähigkeiten werden verwendet:

$f_{a,\alpha,\beta}$	Nageltragfähigkeit pro Flächeneinheit in Abhängigkeit von α und β ,
$f_{t,0}$	Plattenzugtragfähigkeit pro Längeneinheit in der x-Richtung ($\alpha = 0^\circ$),
$f_{c,0}$	Plattendrucktragfähigkeit pro Längeneinheit in der x-Richtung ($\alpha = 0^\circ$),
$f_{v,0}$	Plattenschertragfähigkeit pro Längeneinheit in der x-Richtung ($\alpha = 0^\circ$),
$f_{t,90}$	Plattenzugtragfähigkeit pro Längeneinheit in der y-Richtung ($\alpha = 90^\circ$),
$f_{c,90}$	Plattendrucktragfähigkeit pro Längeneinheit in der y-Richtung ($\alpha = 90^\circ$),
$f_{v,90}$	Plattenschertragfähigkeit pro Längeneinheit in der y-Richtung ($\alpha = 90^\circ$).

(4) Bei der Berechnung der Bemessungswerte der Nageltragfähigkeiten ist der Modifikationsbeiwert k_{mod} entsprechend der zur Kombination der Einwirkungen gegebenen Lastdauer- und Nutzungsklassen zu wählen, als Teilsicherheitsbeiwert ist $\gamma_M = 1,3$ anzunehmen. Für die Bemessungswerte der Plattentragfähigkeiten darf $\gamma_M = 1,25$ angenommen werden.

(5) Anschlusszentrizitäten sind bei der Bemessung der Nagelplatten zu berücksichtigen.

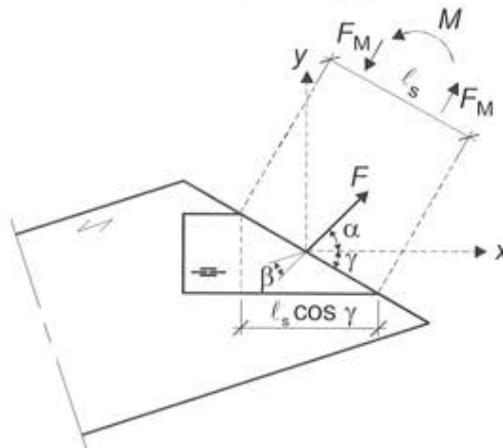


Bild 48: Geometrie einer Nagelplattenverbindung, beansprucht durch eine Kraft F und ein Moment M

(6) Die Nagelbelastungen τ_F und τ_M ergeben sich zu:

$$\tau_F = \frac{F_A}{A_{ef}} \quad (230)$$

$$\tau_M = \frac{M_A \cdot r_{max}}{I_p} \quad (231)$$

Hierin bedeuten:

F_A auf die Nagelplatte einwirkende Kraft durch den Schwerpunkt der wirksamen Anschlussfläche A_{ef} ,

A_{ef} Anschlussfläche zwischen Nagelplatte und Holz, vermindert um diejenigen Teile der Flächen, die außerhalb der vorgegebenen Randabstände liegen,

M_A auf die Schwerpunkte der Anlussteilflächen der Nagelplatte einwirkendes Moment,

I_p polares Flächenmoment zweiten Grades der wirksamen Anschlussfläche,

r_{max} Abstand zwischen dem Schwerpunkt und dem am weitesten von diesem entfernten Punkt der wirksamen Anschlussfläche.

(7) Die folgenden Bedingungen müssen erfüllt sein:

$$\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} \leq 1 \quad (232)$$

$$\frac{\tau_{M,d}}{2 \cdot f_{a,90,90,d}} \leq 1 \quad (233)$$

$$\frac{\tau_{F,d} + \tau_{M,d}}{1,5 \cdot f_{a,0,0,d}} \leq 1 \quad (234)$$

(8) Für jede Schnittlinie einer Nagelplatte sind die Kräfte in den beiden Hauptrichtungen nach folgenden Gleichungen zu bestimmen:

$$F_{x,d} = F_d \cdot \cos \alpha \pm 2 \cdot F_{M,d} \cdot \sin \gamma \quad (235)$$

$$F_{y,d} = F_d \cdot \sin \alpha \pm 2 \cdot F_{M,d} \cdot \cos \gamma \quad (236)$$

Hierin bedeuten:

F_d Bemessungswert der Kraft in einer Nagelplatte (d.h. die Hälfte der Gesamtkraft im Stab),

$F_{M,d}$ Bemessungswert der Kraft infolge des Momentes M_d auf eine Nagelplatte (d.h. die Hälfte des Gesamtmomentes im Stab, $F_{M,d} = \frac{2 \cdot M_d}{\ell_s}$).

(9) Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\left(\frac{s_{x,d}}{f_{x,d}} \right)^2 + \left(\frac{s_{y,d}}{f_{y,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (237)$$

Hierin bedeuten:

$$s_{x,d} = \frac{F_{x,d}}{\ell_s} \quad (238)$$

$$s_{y,d} = \frac{F_{y,d}}{\ell_s} \quad (239)$$

die Bemessungswerte der Beanspruchungen pro Längeneinheit einer Nagelplatte in x- bzw. y-Richtung und

$$f_{x,d} = \max \{ f_{x,0,d} \cdot \sin(\gamma - \gamma_0 \sin 2\gamma) ; f_{x,0,d} \cdot |\cos \gamma| \} \quad \text{mit} \quad f_{x,0,d} = f_{t0,0,d} \quad (240)$$

$$f_{y,d} = \max \{ f_{y,0,d} \cdot |\cos \gamma| ; k \cdot f_{y,0,d} \cdot \sin \gamma \} \quad \text{mit} \quad f_{y,0,d} = f_{t0,90,d} \quad (241)$$

die Bemessungswerte der Plattentragfähigkeiten.

Hierin bedeutet:

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \cdot \sin 2\gamma & \text{bei Zug} \\ 1 & \text{bei Druck} \end{cases} \quad (242)$$

Die Konstanten γ_0 und k_v sind Plattenkennwerte, die der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen sind. Sind diese Kennwerte nicht bekannt, dann sind sie mit dem Wert Null in Rechnung zu stellen.

(10) Deckt die Nagelplatte mehrere Fugen ab, dann müssen die Kräfte in jedem geraden Fugenteil so bestimmt werden, dass das Gleichgewicht eingehalten ist und die Bedingung der Gleichung (237) in jeder geraden Fuge erfüllt wird. Alle maßgeblichen Schnitte sind zu überprüfen.

13.2.3 Transport- und Montagezustände

(1) Transport- und Montagezustände sind nachzuweisen. Für die Ermittlung der Bemessungswerte der Bauteilwiderstände darf dabei die Klasse der Lasteinwirkungsdauer „sehr kurz“ (siehe Tabelle 3, Zeile 6) zugrunde gelegt werden. Die Nachweise dürfen als erfüllt angesehen werden, wenn die Anforderungen nach den Absätzen (2) bis (6) eingehalten sind.

(2) Die Holzdicke der Stäbe beträgt mindestens

$$b = \frac{1,8 \cdot \ell^2}{f_{m,k}} \quad \text{in mm} \quad (243)$$

Hierin bedeuten:

ℓ Gesamtlänge des Trägers in m,

$f_{m,k}$ charakteristischer Wert der Biegefestigkeit des Holzes in N/mm².

(3) Die Plattenbeanspruchungen von Firstknoten und von Stößen der Ober- und Untergurte sind mit den Bemessungswerten der Plattentragfähigkeit in Richtung der Plattenhauptachse für eine Mindestkraft $F_{x,d}$ zu bemessen, soweit nicht Gleichung (229) maßgebend wird:

$$F_{x,d} = 0,4 \cdot h \cdot \ell^2 \quad \text{in N} \quad (244)$$

Hierin bedeuten:

h Gurthöhe in mm,

ℓ Gesamtlänge des Trägers in m.

(4) Die Nagelbelastung ist mit den Bemessungswerten der Nageltragfähigkeit für eine Mindestkraft $F_{x,d}$ nach Gleichung (244) nachzuweisen. Zusätzlich ist eine Querkraft V_d rechtwinklig zur Binderebene von

$$V_d = 2,5 \cdot b \cdot h \cdot \ell \cdot 10^{-3} \quad \text{in N} \quad (245)$$

zu berücksichtigen.

Hierin bedeuten:

b und h Querschnittsmaße des Gurtes in mm,

ℓ Gesamtlänge des Trägers in m.

(5) Für die gleichzeitige Beanspruchung der Nägel auf Abscheren und Herausziehen ist folgende Bedingung einzuhalten:

$$\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,0,\beta,d}} + \frac{s_{ax,d}}{f_{ax,d}} \leq 1 \quad (246)$$

Hierin bedeuten:

$\tau_{F,d}$ Bemessungswert der Einwirkung mit $F_{x,d}$ nach Gleichung (244),

$f_{a,0,\beta,d}$ Bemessungswert des Widerstandes auf Abscheren,

$s_{ax,d}$ Bemessungswert der Einwirkung mit V_d nach Gleichung (245), $s_{ax,d} = V_d / \ell_s$,

$f_{ax,d}$ Bemessungswert des Widerstandes gegen Herausziehen.

(6) Die charakteristischen Werte der Widerstände sind der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der verwendeten Nagelplatten zu entnehmen.

13.3 Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart

13.3.1 Allgemeines

- (1) Dübel besonderer Bauart sind in DIN EN 912 genormt.
- (2) Ringdübel (Typ A) sind zweiseitige Dübel besonderer Bauart, die als geschlossener Ring oder als Ring mit einem Spalt an einer Stelle des Umfanges ausgebildet sind.
- (3) Scheibendübel (Typ B) sind einseitige Dübel besonderer Bauart, die aus einer Kreisscheibe mit einem Flansch entlang des Umfanges auf einer Seite der Scheibe bestehen.
- (4) Scheibendübel mit Zähnen (Typ C) sind Dübel besonderer Bauart, die aus einer Scheibe mit dreieckförmigen Zähnen entlang des Scheibenrandes oder mit kegelförmigen Dornen auf der Scheibe bestehen; ein mit Zähnen oder Dornen versehener Scheibendübel kann zweiseitig oder einseitig sein.
- (5) Zu den gebräuchlichen Dübeln besonderer Bauart gehören die Ringdübel des Typs A1 nach Bild V. 1 und Tabelle V. 14, die Scheibendübel des Typs B1 nach Bild V. 2 und Tabelle V. 15, die Scheibendübel mit Zähnen der Typen C1 bis C5 nach Bild V. 3 bis Bild V. 7 und Tabelle V. 16 bis Tabelle V. 20 sowie die Scheibendübel mit Dornen der Typen C10 und C11 nach Bild V. 8 und Bild V. 9 und Tabelle V. 21 und Tabelle V. 22.

(6) Ein zweiseitiger Dübel besonderer Bauart ist in beide Kontaktflächen von zwei nebeneinander liegenden Holzteilen gleich tief eingepresst/eingelassen. Ein einseitiger Dübel besonderer Bauart ist nur mit einer Seite in eine Holzfläche eingepresst/eingelassen.

(7) Dübel besonderer Bauart dürfen nur für die Verbindung von Vollholz nach Abschnitt 7.2, Brettschichtholz nach Abschnitt 7.3, Balkenschichtholz nach Abschnitt 7.4 sowie Furnierschichtholz ohne Querlagen nach Abschnitt 7.5 und mit charakteristischer Rohdichte $\rho_k < 500 \text{ kg/m}^3$, für die Verbindung von Laubhölzern jedoch nur Ring- und Scheibendübel nach Tabelle V. 14 und Tabelle V. 15 angewendet werden.

(8) Alle Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart müssen durch in der Regel nachziehbare Bolzen aus Stahl zusammengehalten werden, wobei jeder Dübel durch einen Bolzen gesichert sein muss (siehe Bild 49). Bei Verbindungen mit Dübeldurchmessern bzw. -seitenlängen $\geq 130 \text{ mm}$ sind, wenn zwei oder mehr Dübel in Krafrichtung hintereinander angeordnet sind, an den Enden der Außenhölzer oder -laschen zusätzliche Bolzen als Klemmbolzen anzuordnen (siehe Bild 49). Alle Bolzen sind so anzuziehen, dass die Scheiben vollflächig am Holz anliegen. Bei Ringdübeln und zweiseitigen Scheibendübeln mit Zähnen oder Dornen dürfen an Stelle der Bolzen auch Gewindestangen oder Holzschrauben entsprechenden Durchmessers verwendet werden, bei einseitigen Scheibendübeln mit Zähnen oder Dornen jedoch nur dann, wenn die Verschiebungsmoduln nach Tabelle V. 1, Zeile 8, um 30% abgemindert werden.

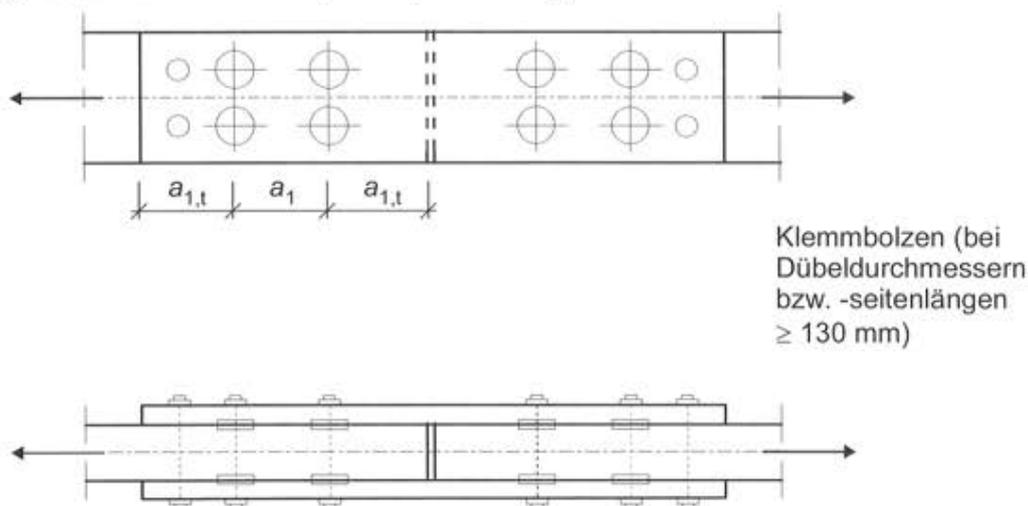


Bild 49: Anordnung der Bolzen bei Dübelverbindungen

(9) Bolzen und Klemmbolzen von Dübelverbindungen sind nachzuziehen, wenn mit einem erheblichen Schwinden des Holzes gerechnet werden muss. Sie müssen hierzu genügend Gewindelänge aufweisen und bis zur Beendigung des Schwindens zugänglich bleiben. Auf ein Nachziehen darf dann verzichtet werden, wenn beim Einbau die Holzfeuchte nicht mehr als fünf Prozentpunkte über der zu erwartenden mittleren Gleichgewichtsfeuchte liegt.

(10) Als eine Verbindungseinheit werden bezeichnet:

- ein Ringdübel in einer Holz-Holz-Verbindung zusammen mit dem zugehörigen Bolzen,
- ein Scheibendübel des Typs B1 in einer Stahlblech-Holz-Verbindung zusammen mit dem zugehörigen Bolzen,
- zwei Scheibendübel, die Rückseite an Rückseite angeordnet werden können, in einer Holz-Holz-Verbindung zusammen mit dem zugehörigen Bolzen,
- ein zweiseitiger Scheibendübel mit Zähnen oder Dornen in einer Holz-Holz-Verbindung zusammen mit dem zugehörigen Bolzen
- zwei einseitige Scheibendübel mit Zähnen, die Rückseite an Rückseite angeordnet werden können, in einer Holz-Holz-Verbindung zusammen mit dem zugehörigen Bolzen,
- ein einseitiger Scheibendübel mit Dornen des Typs C11 in einer Stahlblech-Holz-Verbindung zusammen mit dem zugehörigen Bolzen.

Beim Ersatz der Bolzen durch andere Verbindungsmittel gelten diese Definitionen sinngemäß.

(11) Bei Ringdübeln mit Dübeldurchmessern $d_c \leq 95 \text{ mm}$ und bei zweiseitigen Scheibendübeln mit Zähnen oder Dornen mit Dübeldurchmessern $d_c \leq 117 \text{ mm}$ dürfen für den Anschluss von Vollholz-, Brettschichtholz-, Balkenschichtholz- oder Furnierschichtholzquerschnitten an Brettschichtholz die Werte für die charakteristi-

schen Tragfähigkeiten auch dann in Rechnung gestellt werden, wenn die Bolzen durch Sondernägeln oder Holzschrauben ersetzt werden. Das gilt auch bei Scheibendübeln des Typs B1 und einseitigen Scheibendübeln mit Zähnen oder Dornen entsprechender Dübelndurchmesser für den Anschluss von Stahlteilen an Brettschichtholz. Der charakteristische Wert des Ausziehwiderstandes $R_{ax,k}$ der Sondernägeln oder Holzschrauben muss mindestens das 0,25fache der charakteristischen Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit betragen. Bei Scheibendübeln mit Zähnen oder Dornen darf dabei jedoch der Anteil $R_{b,0,d}$ bzw. $R_{b,\alpha,d}$ in den Gleichungen (259) bzw. (260) nicht in Rechnung gestellt werden.

(12) Bei der Ermittlung von Querschnittsschwächungen durch Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart sind die in Tabelle 16 angegebenen Dübelfehlflächen ΔA und die Schwächung durch die Bohrlöcher für die Verbolzung zu berücksichtigen. Die Länge der Bohrlöcher darf hierbei rechnerisch um die Einlass-/Einpresstiefe h_e der Dübel verringert werden.

Tabelle 16: Dübelfehlflächen

Dübeltyp	Dübelndurchmesser d_c mm	Rechenwert für die Dübelfehlfläche ΔA mm ²
A1 und B1	65	980
A1 und B1	80	1200
A1 und B1	95	1430
A1	126	1890
A1 und B1	128	2880
A1 und B1	160	3600
A1 und B1	190	4280
C1 und C2	50	170
C1 und C2	62	300
C1 und C2	75	420
C1 und C2	95	670
C1 und C2	117	1000
C1	140	1240
C1	165	1490
C3	73x130 ($a_1 \times a_2$)	1110
C4	73x130 ($a_1 \times a_2$)	1110
C5	100 (Seitenlänge)	430
C5	130 (Seitenlänge)	690
C10	50	460
C10	65	590
C10	80	750
C10	95	900
C10	115	1040
C11	50	540
C11	65	710
C11	80	870
C11	95	1070
C11	115	1240

13.3.2 Verbindungen mit Ring- und Scheibendübeln

(1) Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Absatz (2) für Verbindungen zwischen Bauteilen aus Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz oder Furnierschichtholz ohne Querlagen gilt unter den folgenden Voraussetzungen:

- der Winkel α zwischen Kraft- und Faserrichtung des Holzes beträgt 0° ,
- der Endabstand $a_{1,t}$ des Dübels vom belasteten Holzende in Faserrichtung beträgt mindestens $2 \cdot d_c$,

- der Randabstand $a_{2,1(c)}$ des Dübels vom Holzrand rechtwinklig zur Faserrichtung beträgt mindestens $0,6 \cdot d_c$,
- die Dicke t_1 des Seitenholzes beträgt mindestens $3 \cdot h_e$,
- die Dicke t_2 des Mittelholzes (bei zwei- und mehrschnittigen Verbindungen) beträgt mindestens $5 \cdot h_e$,
- die charakteristische Rohdichte ρ_k der miteinander verbundenen Bauteile beträgt mindestens 350 kg/m^3 .

Hierin bedeuten:

d_c Dübeldurchmesser,

h_e Einlasstiefe des Dübels im Holz.

(2) Werden alle Bedingungen nach Absatz (1) erfüllt, dann darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit angenommen werden zu:

$$R_{c,0,k} = \min \left\{ 35 \cdot d_c^{1,5} ; 31,5 \cdot d_c \cdot h_e \right\} \quad (247)$$

mit $R_{c,0,k}$ in N sowie d_c und h_e in mm.

(3) Für die Bolzen nach Abschnitt 13.3.1 (8) sind zusätzlich die Bedingungen der Tabelle 17 einzuhalten.

(4) Unter dem Kopf und der Mutter der Bolzen sind Unterlegscheiben mit einer Seitenlänge oder einem Durchmesser von mindestens $3 \cdot d_b$ und einer Dicke von mindestens $0,3 \cdot d_b$ zu verwenden. Die Unterlegscheiben müssen vollflächig anliegen.

(5) Ist der Winkel α zwischen Kraft- und Faserrichtung des Holzes $> 0^\circ$, dann ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Gleichung (247) mit dem Beiwert k_α abzumindern:

$$R_{c,\alpha,k} = k_\alpha \cdot R_{c,0,k} \quad (248)$$

mit

$$k_\alpha = \frac{1}{(1,3 + 0,001 \cdot d_c) \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (249)$$

mit d_c in mm.

(6) Ist der charakteristische Wert der Rohdichte ρ_k einer der verbundenen Bauteile kleiner als 350 kg/m^3 , dann ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Gleichung (247) mit dem Faktor $\rho_k/350$ zu mindern.

(7) Ist der charakteristische Wert der Rohdichte ρ_k der verbundenen Bauteile größer als 350 kg/m^3 , dann darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Gleichung (247) mit dem Beiwert k_p vergrößert werden:

$$k_p = \min \left\{ 1,75 ; \frac{\rho_k}{350} \right\} \quad (250)$$

Dabei ist ρ_k der kleinere Wert der charakteristischen Rohdichten der beiden durch die Verbindungseinheit verbundenen Bauteile.

Tabelle 17: Anforderungen an die Bolzendurchmesser d_b in Verbindungen mit Ringdübeln (Typ A) und Scheibendübeln (Typ B)

	1	2	3	4
1	Dübeltyp nach Tabelle V. 14 und Tabelle V. 15	d_c mm	min d_b mm	max d_b mm
2	A1	≤ 130	12	24
3	A1	> 130	16	24
4	B1		$d_1 - 1$	d_1
d_1 ist der Durchmesser des Mittelloches				

(8) Bei Dübelverbindungen mit nur einer Verbindungseinheit in Faserrichtung des Holzes und $\alpha \leq 30^\circ$ darf, wenn der Endabstand $a_{1,t}$ des Dübels vom belasteten Hirnholze mehr als $2 \cdot d_c$ beträgt, der charakteristische Wert der Tragfähigkeit der Verbindungseinheit nach Gleichung (247) mit dem Beiwert k_{a1} vergrößert werden.

$$k_{a1} = \min \left\{ 1,25 ; \frac{a_{1,t}}{2 \cdot d_c} \right\} \quad (251)$$

(9) Ist bei Verbindungen mit nur einer Verbindungseinheit in Faserrichtung des Holzes und $\alpha \leq 30^\circ$ der Endabstand $a_{1,t}$ des Dübels vom belasteten Hirnholze geringer als $2 \cdot d_c$, dann ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Gleichung (247) mit dem Faktor $a_{1,t} / (2d_c)$ zu mindern. Endabstände $a_{1,t} < 1,5 \cdot d_c$ sind unzulässig.

(10) Bei Dübelverbindungen mit nur einer Verbindungseinheit in Faserrichtung des Holzes und $\alpha \leq 30^\circ$ darf bei unbelastetem Hirnholze der erste Wert in Gleichung (247) unbeachtet bleiben.

(11) Weichen die Holzdicken t_1 des Seitenholzes und/oder t_2 des Mittelholzes (bei zwei- und mehrschnittigen Verbindungen) von den Bedingungen nach Absatz (1) ab, dann ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Gleichung (247) mit dem Beiwert k_1 zu mindern.

$$k_1 = \min \left\{ 1 ; \frac{t_1}{3 \cdot h_e} ; \frac{t_2}{5 \cdot h_e} \right\} \quad (252)$$

Holzdicken $t_1 < 2,25 \cdot h_e$ und $t_2 < 3,75 \cdot h_e$ sind unzulässig.

(12) Die Bemessungswerte der Tragfähigkeit sind wie folgt zu berechnen:

$$R_{c,0(\alpha),d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{c,0(\alpha),k}}{\gamma_M} \quad (253)$$

Hierin bedeuten:

k_{mod} Modifikationsbeiwert für das Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz oder Furnierschichtholz (ohne Querlagen),

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Holz und Holzwerkstoffe nach Tabelle 1.

(13) Der Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_{j,d}$ einer Dübelverbindung mit Ring- und Scheibendübeln ergibt sich aus der Summe der Bemessungswerte der Tragfähigkeiten $R_{c,0(\alpha),d}$ der Verbindungseinheiten. Dabei ist bei Verbindungen mit mehreren in Kraft- und Faserrichtung hintereinander angeordneten Verbindungseinheiten eine wirksame Anzahl $n_{\text{ef}} < n$ zu berücksichtigen:

$$R_{j,d} = n_{\text{ef}} \cdot R_{c,0(\alpha),d} \quad (254)$$

Die wirksame Anzahl n_{ef} der in Faserrichtung hintereinander liegenden Verbindungseinheiten ist wie folgt anzunehmen:

$$n_{\text{ef}} = \left[2 + \left(1 - \frac{n}{20} \right) \cdot (n - 2) \right] \cdot \frac{90 - \alpha}{90} + n \cdot \frac{\alpha}{90} \quad (255)$$

Dabei bedeutet n die Anzahl der in Faserrichtung hintereinander liegenden Verbindungseinheiten ($n > 2$). Mehr als zehn Verbindungseinheiten hintereinander dürfen nicht in Rechnung gestellt werden.

(14) Die Mindestdübelabstände untereinander und von den Rändern sind in Tabelle 18 angegeben. Für die Bezeichnungen gilt Bild 41 sinngemäß.

Tabelle 18: Mindestdübelabstände für Ring- und Scheibendübel

	1	2
1	a_1 parallel zur Faserrichtung	$(1,2 + 0,8 \cdot \cos \alpha) \cdot d_c$
2	a_2 rechtwinklig zur Faserrichtung	$1,2 \cdot d_c$
3	$a_{1,t}$ beanspruchtes Hirnholzende	$2 \cdot d_c$ ¹⁾
4	$a_{1,c}$ unbeanspruchtes Hirnholzende	$\alpha \leq 30^\circ$: $1,2 \cdot d_c$ $\alpha > 30^\circ$: $(0,4 + 1,6 \sin \alpha) \cdot d_c$
5	$a_{2,t}$ beanspruchter Rand	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
6	$a_{2,c}$ unbeanspruchter Rand	$0,6 \cdot d_c$
¹⁾ siehe auch Abschnitt 0 (9); α ist der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung		

13.3.3 Verbindungen mit Scheibendübeln mit Zähnen

(1) Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Absatz (2) für Verbindungen zwischen Bauteilen aus Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz oder Furnierschichtholz ohne Querlagen gilt unter den folgenden Voraussetzungen:

- der Winkel α zwischen Kraft- und Faserrichtung des Holzes beträgt 0° ,
- der Endabstand $a_{1,t}$ des Dübels vom belasteten Holzende in Faserrichtung beträgt bei den Dübeltypen C1, C2 und C5 mindestens $1,5 \cdot d_c$, bei den Dübeltypen C3 und C4 mindestens $1,5 \cdot a_2$ und bei den Dübeltypen C10 und C11 mindestens $2 \cdot d_c$,
- der Randabstand $a_{2,t(c)}$ des Dübels vom Holzrand rechtwinklig zur Faserrichtung beträgt bei den Dübeltypen C1, C2, C5, C10 und C11 mindestens $0,6 \cdot d_c$ und bei den Dübeltypen C3 und C4 mindestens $0,6 \cdot a_2$,
- die Dicke t_1 des Seitenholzes beträgt mindestens $3 \cdot h_e$,
- die Dicke t_2 des Mittelholzes (bei zwei- und mehrschnittigen Verbindungen) beträgt mindestens $5 \cdot h_e$,
- die charakteristische Rohdichte ρ_k der miteinander verbundenen Bauteile beträgt mindestens 350 kg/m^3 ; sie darf jedoch nicht mehr als 500 kg/m^3 betragen.

Hierbei bedeuten:

d_c Dübeldurchmesser (für die Dübeltypen C1, C2, C5, C10 und C11),

a_2 größte Seitenlänge (für die Dübeltypen C3 und C4),

h_e Einpresstiefe des Dübels im Holz.

(2) Werden alle Bedingungen nach Absatz (1) erfüllt, dann darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit mit Scheibendübeln mit Zähnen angenommen werden zu

$$R_{j,0,k} = R_{c,k} + R_{b,0,k} \quad (256)$$

Hierin bedeuten:

$$R_{c,k} = \begin{cases} 18 \cdot d_c^{1,5} & \text{für die Dübeltypen C1 bis C5} \\ 25 \cdot d_c^{1,5} & \text{für die Dübeltypen C10 und C11} \end{cases} \quad (257)$$

mit $R_{c,k}$ in N und d_c in mm,

$R_{b,0,k}$ charakteristischer Wert der Tragfähigkeit des Bolzens pro Scherfuge für $\alpha = 0^\circ$ (siehe Abschnitt 12.4).

In Gleichung (257) ist bei den Dübeltypen C3 und C4, siehe Tabelle V. 18 und Tabelle V. 19, für d_c einzusetzen:

$$d_c = \sqrt{a_1 \cdot a_2} \quad (258)$$

In Gleichung (257) ist beim Dübeltyp C5, siehe Tabelle V. 20, für d_c die Seitenlänge d des Dübels einzusetzen.

(3) Die Bemessungswerte der Tragfähigkeit betragen:

$$R_{j,0,d} = R_{c,d} + R_{b,0,d} \quad (259)$$

Hierin ist $R_{c,d}$ aus $R_{c,k}$ nach Gleichung (257) mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Holz und Holzwerkstoffe nach Tabelle 1 zu berechnen.

(4) Ist der Winkel α zwischen Kraft- und Faserrichtung des Holzes $\neq 0^\circ$, dann darf der Bemessungswert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit mit Scheibendübeln mit Zähnen angenommen werden zu:

$$R_{j,\alpha,d} = R_{c,d} + R_{b,\alpha,d} \quad (260)$$

Hierin bedeutet:

$R_{b,\alpha,d}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit des Bolzens für $\alpha \neq 0^\circ$.

(5) Für die Bolzen nach Abschnitt 13.3.1(8) sind zusätzlich die Bedingungen der Tabelle 19 einzuhalten.

(6) Unter dem Kopf und der Mutter der Bolzen sind Unterlegscheiben mit einer Seitenlänge oder einem Durchmesser von mindestens $3 \cdot d_b$ und einer Dicke von mindestens $0,3 \cdot d_b$ zu verwenden. Die Unterlegscheiben müssen vollflächig anliegen.

(7) Ist der charakteristische Wert der Rohdichte ρ_k einer der verbundenen Bauteile kleiner als 350 kg/m^3 , dann ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{c,k}$ nach Gleichung (257a bzw. b) mit dem Faktor $\rho_k/350$ zu mindern.

(8) Ist der charakteristische Wert der Rohdichte ρ_k der verbundenen Bauteile größer als 350 kg/m^3 , dann darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{c,k}$ nach Gleichung (257a bzw. b) mit dem Beiwert k_p vergrößert werden:

$$k_p = \rho_k / 350 \quad (261)$$

Dabei ist ρ_k der kleinere Wert der charakteristischen Rohdichten der beiden durch die Verbindungseinheit verbundenen Bauteile.

Tabelle 19: Anforderungen an die Bolzendurchmesser d_b in Verbindungen mit Scheibendübeln mit Zähnen

	1	2	3	4
1	Dübeltyp nach Tabelle V. 16 bis Tabelle V. 22	d_c mm	min d_b mm	max d_b mm
2	C1	≤ 75	10	d_1
3	C1	≥ 95	10	30
4	C2		$d_1 - 1$	d_1
5	C3		10	d_1
6	C4		$d_1 - 1$	d_1
7	C5		10	30
8	C10		10	30
9	C11		$d_1 - 1$	d_1

(9) Ist bei Dübelverbindungen mit $\alpha \leq 30^\circ$ der Endabstand $a_{1,1}$ des Dübels vom belasteten Holzende bei den Dübeltypen C1, C2 und C5 geringer als $1,5 \cdot d_c$, bei den Dübeltypen C3 und C4 geringer als $1,5 \cdot a_2$ oder bei den Dübeltypen C10 und C11 geringer als $2 \cdot d_c$, dann ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{c,k}$ nach Gleichung (257a bzw. b) mit dem Faktor $a_{1,1}/1,5 \cdot d_c$ bzw. $a_{1,1}/1,5 \cdot a_2$ bzw. $a_{1,1}/2 \cdot d_c$ zu mindern. Endabstände $a_{1,1}$ unter 80 mm und unter $7 \cdot d_b$ (mit d_b als Bolzendurchmesser in mm) sowie geringer als $1,1 \cdot d_c$ bei den Dübeltypen C1, C2 und C5, geringer als $1,1 \cdot a_2$ bei den Dübeltypen C3 und C4 sowie geringer als $1,5 \cdot d_c$ bei den Dübeltypen C10 und C11 sind unzulässig.

(10) Weichen die Holzdicken t_1 des Seitenholzes und/oder t_2 des Mittelholzes (bei zwei- und mehrschnittigen Verbindungen) von den Bedingungen nach Absatz (1) ab, dann ist der charakteristische Wert der Tragfähigkeit $R_{c,k}$ nach Gleichung (257a bzw. b) mit dem Faktor k_1 nach Gleichung (252) zu mindern. Holzdicken $t_1 < 2,25 \cdot h_e$ und $t_2 < 3,75 \cdot h_e$ sind unzulässig.

(11) Der Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_{j,d}$ einer Dübelverbindung mit Scheibendübeln mit Zähnen ergibt sich aus der Summe der Bemessungswerte der Tragfähigkeiten $R_{j,0(\alpha),d}$ der Verbindungseinheiten. Dabei

ist bei Verbindungen mit mehreren in Kraft- und Faserrichtung hintereinander angeordneten Verbindungseinheiten eine wirksame Anzahl $n_{ef} < n$ zu berücksichtigen:

$$R_{j,d} = n_{ef} \cdot R_{j,0(\alpha),d} \quad (262)$$

Für die wirksame Anzahl n_{ef} darf der Wert nach Gleichung (255) angenommen werden.

(12) Die Mindestdübelabstände untereinander und von den Rändern sind für die Dübeltypen C1 bis C5 in Tabelle 20 und für die Dübeltypen C10 und C11 in Tabelle 21 angegeben. Für die Bezeichnungen gilt Bild 41 sinngemäß.

Tabelle 20: Mindestdübelabstände für Scheibendübel mit Zähnen der Typen C1 bis C5

Bei den Dübeltypen C3 und C4 ist für d_c die größte Seitenlänge a_2 des Dübels, bei Dübeltyp C5 für d_c die Seitenlänge d des Dübels einzusetzen

	1	3
1	a_1 parallel zur Faserrichtung	$(1,2 + 0,3 \cdot \cos \alpha) \cdot d_c$
2	a_2 rechtwinklig zur Faserrichtung	$1,2 \cdot d_c$
3	$a_{1,t}$ beanspruchtes Hirnholzende	$1,5 \cdot d_c$ ¹⁾
4	$a_{1,c}$ unbeanspruchtes Hirnholzende	$\alpha \leq 30^\circ$: $1,2 \cdot d_c$ $\alpha > 30^\circ$: $(0,9 + 0,6 \sin \alpha) \cdot d_c$
5	$a_{2,t}$ beanspruchter Rand	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
6	$a_{2,c}$ unbeanspruchter Rand	$0,6 \cdot d_c$
¹⁾ siehe auch Abschnitt 13.3.3(9); α ist der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung		

Tabelle 21: Mindestdübelabstände für Scheibendübel mit Dornen der Typen C10 und C11

	1	3
1	a_1 parallel zur Faserrichtung	$(1,2 + 0,8 \cdot \cos \alpha) \cdot d_c$
2	a_2 rechtwinklig zur Faserrichtung	$1,2 \cdot d_c$
3	$a_{1,t}$ beanspruchtes Hirnholzende	$2 \cdot d_c$ ¹⁾
4	$a_{1,c}$ unbeanspruchtes Hirnholzende	$\alpha \leq 30^\circ$: $1,2 \cdot d_c$ $\alpha > 30^\circ$: $(0,4 + 1,6 \sin \alpha) \cdot d_c$
5	$a_{2,t}$ beanspruchter Rand	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin \alpha) \cdot d_c$
6	$a_{2,c}$ unbeanspruchter Rand	$0,6 \cdot d_c$
¹⁾ siehe auch Abschnitt 13.3.3(9); α ist der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung		

13.3.4 Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart in Hirnholzflächen

(1) Ringdübel des Typs A1 mit Durchmessern $d_c \leq 126$ mm, Scheibendübel mit Zähnen des Typs C1 mit Durchmessern $d_c \leq 140$ mm sowie Scheibendübel mit Dornen des Typs C10 dürfen in rechtwinklig oder schräg ($\varphi \geq 45^\circ$) zur Faserrichtung verlaufende Hirnholzflächen von Vollholz, Brettschichtholz oder Balkenschichtholz eingebaut und zur Übertragung von Auflagerkräften herangezogen werden (siehe Bild 50). Zum Zusammenhalten der Verbindung sind die nach Tabelle 17, Zeile 2, und Tabelle 19, Zeilen 2, 3 und 8, zu den jeweiligen Dübeln besonderer Bauart gehörenden Bolzendurchmesser zu verwenden. Das Vollholz muss bei Herstellung der Verbindung eine Feuchte unterhalb 20 % besitzen.

(2) Die Lagesicherung wird durch Bolzen über zugehörige Unterlegscheiben nach Tabelle V. 13 unter dem Bolzenkopf sowie eine Klemmvorrichtung am Bolzenende gewährleistet. Die Klemmvorrichtung besteht ent-

weder aus einem Rundstahl mit Querbohrung und Innengewinde, einem entsprechenden Formstück oder einer Unterlegscheibe mit Mutter.

(3) Die Breiten der anzuschließenden Träger dürfen die in Tabelle 22 angegebenen Mindestwerte nicht unterschreiten. Die Dübel besonderer Bauart sind mittig in die Hirnholzflächen der anzuschließenden Träger (Nebenträger) unter Beachtung der in Tabelle 22 angegebenen Mindestwerte für die Randabstände und die Abstände untereinander einzubauen.

(4) Beträgt die charakteristische Rohdichte der miteinander verbundenen Bauteile mindestens 350 kg/m^3 , dann darf für Ringdübel des Typs A1 der charakteristische Wert $R_{c,H,k}$ der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit in einem Hirnholzanschluss angenommen werden zu:

$$R_{c,H,k} = \frac{k_H}{(1,3 + 0,001 \cdot d_c)} \cdot R_{c,0,k} \quad (263)$$

Hierin bedeuten:

- $R_{c,0,k}$ charakteristischer Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach Gleichung (247),
 k_H Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Hirnholzes des anzuschließenden Trägers.
 d_c Dübeldurchmesser in mm.

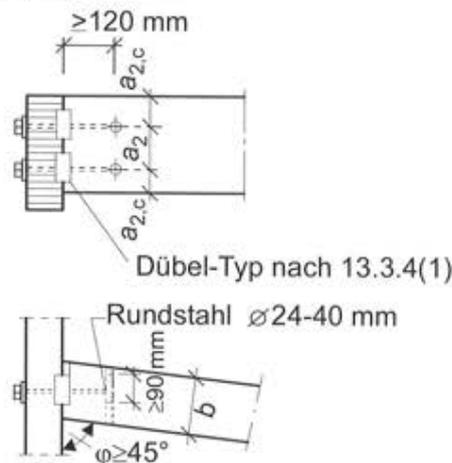


Bild 50: Ausbildung eines Hirnholzanschlusses mit Dübeln besonderer Bauart

(5) Der Beiwert k_H in Gleichung (263) darf angenommen werden zu:

- $k_H = 0,65$ bei einem oder zwei Dübeln hintereinander,
 $k_H = 0,80$ bei drei, vier oder fünf Dübeln hintereinander.

(6) Hirnholzanschlüsse mit charakteristischen Rohdichten der zu verbindenden Bauteile unter 350 kg/m^3 sowie eine Vergrößerung des charakteristischen Wertes der Tragfähigkeit mit k_p nach Gleichung (250) sind unzulässig.

(7) Beträgt die charakteristische Rohdichte der miteinander verbundenen Bauteile mindestens 350 kg/m^3 , jedoch nicht mehr als 500 kg/m^3 , dann darf für Scheibendübel mit Zähnen des Typs C1 und Scheibendübeln mit Dornen des Typs C10 der charakteristische Wert $R_{c,H,k}$ der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit in einem Hirnholzanschluss angenommen werden zu:

$$R_{c,H,k} = 14 \cdot d_c^{1,5} + 0,8 \cdot R_{b,90,k} \quad (264)$$

Hierin bedeutet:

- $R_{b,90,k}$ charakteristische Tragfähigkeit des verwendeten Bolzens oder der Gewindestange nach Gleichung (189) mit der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit $f_{h,1,k}$ nach Gleichung (192) für $\alpha = 90^\circ$.

(8) Die Bemessungswerte der Tragfähigkeiten von Hirnholzanschlüssen mit Dübeln besonderer Bauart betragen:

$$R_{c,H,d} = n_c \cdot \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_{c,H,k}}{\gamma_M} \quad (265)$$

Hierin bedeuten:

$R_{c,H,k}$ charakteristischer Wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit nach den Gleichungen (263) bzw. (264),

n_c Anzahl der Verbindungseinheiten in einem Anschluss, mit $n_c \leq 5$,

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Holz und Holzwerkstoffe nach Tabelle 1.

Tabelle 22: Anforderungen an die Holzmaße und die Dübelabstände bei Hirnholzanschlüssen mit Dübeln besonderer Bauart

1	2	3	4	5
Dübeltyp	Dübel- durchmesser d_c mm	Mindestbreite des anzuschließenden Trägers mm	Mindestrandabstand $a_{2,c}$ mm	Mindestabstand der Dübel untereinander a_2 mm
2	A1	65	55	80
3	A1	80	65	95
4	A1	95	75	110
5	A1	126	100	145
6	C1	50	50	55
7	C1	62	55	70
8	C1	75	60	90
9	C1	95	70	110
10	C1	117	85	130
11	C1	140	100	155
12	C10	50	50	65
13	C10	65	60	85
14	C10	80	65	100
15	C10	95	75	115
16	C10	115	85	130

14 Geklebte Verbindungen

14.1 Allgemeines

- (1) Die nachfolgenden Regeln gelten für geklebte Verbindungen in tragenden Bauteilen.
- (2) Der Hersteller geklebter Verbindungen muss im Besitz des jeweils erforderlichen Nachweises der Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen sein (siehe Anhang A).
- (3) Die Eignung der verwendeten Klebstoffe muss für den vorgesehenen Anwendungsbereich nachgewiesen sein.
- (4) Es dürfen gemäß den Vorgaben der Abschnitte 14.2 bis 14.6 folgende Baustoffe miteinander verklebt werden:
 - Vollholz,
 - Brettschichtholz,
 - Balkenschichtholz,
 - Furnierschichtholz mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung,
 - Brettsperrholz mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung,
 - Baufurniersperrholz,
 - OSB-Platten, sofern die zu verklebenden Flächen geschliffen sind,
 - kunstharzgebundene Holzspanplatten.

- (5) Bei flächigen Klebungen müssen die Oberflächen der miteinander zu verklebenden Bauteile glatt (z.B. gehobelt oder geschliffen) sein. Vor dem Kleben ist die Maßhaltigkeit der miteinander zu verklebenden Oberflächen zu prüfen. Die Oberflächen müssen vor der Klebung weitgehend schmutzfrei und frei von Harzaustritten sein.
- (6) Bei der flächigen Klebung von Vollholz und Brettschichtholz darf der Anschnittwinkel zwischen Klebfuge und Faserrichtung des Holzes höchstens 15° betragen.
- (7) Bei Verbindungen nach den Abschnitten 14.2, 14.4 und 14.5 sind Klebfugen mit Dicken nach DIN EN 302-1 zu verwenden. Die Klebfugen zwischen den Einzelquerschnitten von Verbundbauteilen nach Abschnitt 14.6 dürfen eine Dicke bis zu 2 mm haben.
- (8) Die Raumtemperatur beim Kleben und Aushärten muss mindestens 20° C betragen. Die Temperatur der Baustoffe muss mindestens 18° C betragen.
- (9) Bei flächigen Klebungen ist als Bemessungswert der Scherfestigkeit der Klebfuge der jeweils kleinere Bemessungswert der Schubfestigkeit bzw. der Rollschubfestigkeit der zu verklebenden Bauteile anzunehmen. Dies gilt nicht für den Nachweis der Klebfuge für Verstärkungen nach Abschnitt 11.4.
- (10) Bei eingeklebten Stahlstäben sind vor dem Einkleben der Stäbe die Bohrlöcher zu reinigen. Ist der Bohrlochdurchmesser größer als der Außendurchmesser der Stahlstäbe, darf das Einbringen des Klebers durch Injizieren in den Hohlraum zwischen Stahlstab und Bohrlochwandung erfolgen, wenn der Stahlstab bereits in das Bohrloch eingebracht ist. Alternativ darf der Stahlstab in das teilweise mit Kleber gefüllte Bohrloch eingesetzt werden. Es ist sicherzustellen, dass der Hohlraum zwischen Stahlstab und Bohrlochwandung vollständig mit Kleber ausgefüllt ist.
- (11) Für die Bemessung von eingeklebten Stahlstäben sind die Abschnitte 11.4 und 14.3 zu beachten.

14.2 Schraubenpressklebung

- (1) Beim Aufkleben von Brettlamellen aus Vollholz bis zu einer Dicke von 35 mm und Holzwerkstoffplatten nach Abschnitt 14.1 (4) bis zu einer Dicke von 50 mm darf der Pressdruck mittels Schraubenpressklebung aufgebracht werden.
- (2) Es dürfen nur selbstbohrende Schrauben mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung und einem Nenn-durchmesser $d \geq 4$ mm verwendet werden. Die Gewindelänge im Holzteil mit der Schraubenspitze muss mindestens 40 mm betragen, mindestens jedoch gleich der Plattendicke sein. In der aufzuklebenden Lamelle oder Platte darf kein Schraubengewinde vorhanden sein.
- (3) Es ist mindestens eine Schraube je 15000 mm² Lamellen- oder Plattenfläche anzuordnen. Dabei darf der Schraubenabstand höchstens 150 mm betragen.
- (4) Bei mehreren Lagen ist jede Lage für sich zu schrauben. Dabei müssen die selbstbohrenden Schrauben versetzt angeordnet werden.
- (5) Die Holzfeuchte der zu verklebenden Teile darf höchstens 15%, ihre Feuchtedifferenz höchstens 4% betragen.

14.3 Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben

14.3.1 Allgemeines

- (1) Die Festlegungen gelten für Verbindungen in Vollholz, Brettschichtholz, Balkenschichtholz und Furnierschichtholz mit eingeklebten Gewindebolzen mit metrischem Gewinde nach DIN 976-1 und Betonrippenstählen nach DIN 488-1 mit einem Nenn-durchmesser d von mindestens 12 mm und höchstens 30 mm. Eingeklebte Stahlstäbe dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 angewendet werden.
- (2) Die Fugendicke darf nicht größer sein als der im Eignungsnachweis des verwendeten Klebers angegebene Wert.
- (3) Besteht eine Verbindung aus mehreren zusammenwirkenden Gewindebolzen, die in Richtung ihrer Stabachse beansprucht und mit einem anderen Bauteil verschraubt werden, müssen die Muttern so angezogen werden, dass die Zugkräfte zwischen den einzelnen Gewindebolzen gleichförmig verteilt sind.
- (4) Beim Einkleben der Stahlstäbe darf die Holzfeuchte höchstens 15 % betragen.

14.3.2 Beanspruchung rechtwinklig zur Stabachse

(1) Für den Nachweis der Tragfähigkeit auf Abscheren (Beanspruchung rechtwinklig zur Stabachse) gelten die Bestimmungen des Abschnittes 12.2. In den maßgebenden Gleichungen ist bei Betonrippenstählen für den Durchmesser d der Nenndurchmesser einzusetzen.

(2) Die Einklebelänge $\ell_{ad,min}$ in mm muss mindestens betragen:

$$\ell_{ad,min} = \max \{ 0,5 \cdot d^2 ; 10 \cdot d \} \quad (266)$$

Hierin bedeutet:

d Nenndurchmesser des Stahlstabes in mm.

(3) Sofern im folgenden nichts anderes festgelegt ist, gelten im übrigen die Bestimmungen für Verbindungen mit Bolzen und Gewindestangen (siehe Abschnitt 12.4) sinngemäß.

(4) Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern sind in Tabelle 23 (siehe Bild 51) angegeben.

(5) Bei rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebten Stahlstäben dürfen die charakteristischen Werte der Lochleibungsfestigkeit nach Abschnitt 12.3 mit um 25% erhöhten Werten in Rechnung gestellt werden.

Tabelle 23: Mindestabstände von rechtwinklig zur Stabachse beanspruchten eingeklebten Stahlstäben

	1	2
1	parallel zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	$a_2 = 5 \cdot d$ $a_{2,c} = 2,5 \cdot d$ $a_{2,t} = 4 \cdot d$
2	rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	siehe Tabelle 8

(6) Bei parallel zur Faserrichtung eingeklebten Stahlstäben dürfen die charakteristischen Werte der Lochleibungsfestigkeit zu 10 % der entsprechenden Werte wie bei rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebten Stahlstäben angenommen werden.

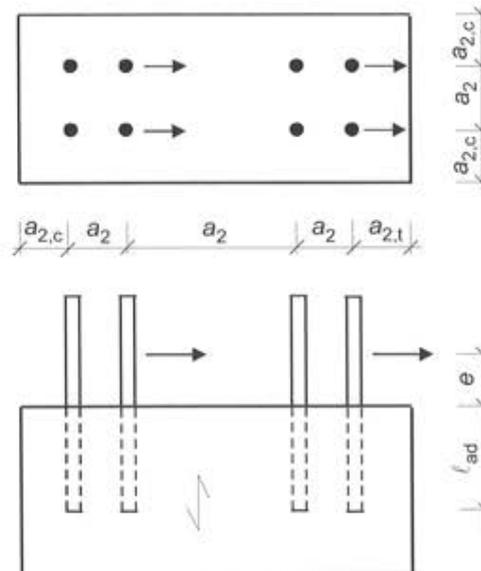


Bild 51: Definition der Mindestabstände von rechtwinklig zur Stabachse beanspruchten, parallel zur Faserrichtung eingeklebten Stahlstäben

(7) Liegt der Winkel zwischen Faserrichtung und der Achse des eingeklebten Stahlstabes zwischen 0° und 90° , darf der charakteristische Wert der Lochleibungsfestigkeit durch lineare Interpolation bestimmt werden.

(8) Greift die Last in einem Abstand e zur Holzoberfläche an (siehe Bild 51), ist dies bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindung zu berücksichtigen.

14.3.3 Beanspruchung in Richtung der Stabachse

(1) Beim Nachweis der Tragfähigkeit eingeklebter Stahlstäbe, die in Richtung der Stabachse beansprucht werden, sind folgende Versagensmechanismen zu berücksichtigen:

- Versagen des Stahlstabes,
- Versagen der Klebfuge bzw. des Holzes entlang der Bohrlochwandung,
- Versagen des Holzbauteils.

(2) Falls eine ungleichmäßige Beanspruchung nicht ausgeschlossen werden kann, muss für die Tragfähigkeit der Verbindung die Tragfähigkeit des Stahlstabes und nicht die Festigkeit des Holzes oder der Klebfuge maßgebend sein.

(3) Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern sind in Tabelle 24 (siehe Bild 52) angegeben.

(4) Der Bemessungswert des Ausziehwiderstandes von eingeklebten Stahlstäben darf berechnet werden zu:

$$R_{ax,d} = \min \{ f_{y,d} \cdot A_{ef}; \pi \cdot d \cdot \ell_{ad} \cdot f_{k1,d} \} \quad (267)$$

Hierin bedeuten:

$f_{y,d}$ Bemessungswert der Streckgrenze des Stahlstabes,

A_{ef} Spannungsquerschnitt des Stahlstabes,

ℓ_{ad} Einklebelänge des Stahlstabes,

$f_{k1,d}$ Bemessungswert der Klebfugenfestigkeit mit $f_{k1,k}$ nach Tabelle M. 20.

Tabelle 24: Mindestabstände von in Richtung der Stabachse beanspruchten eingeklebten Stahlstäben

	1	2
1	parallel zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	$a_2 = 5 \cdot d$ $a_{2,c} = 2,5 \cdot d$
2	rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	$a_1 = 4 \cdot d$ $a_2 = 4 \cdot d$ $a_{1,t} = 4 \cdot d$ $a_{2,c} = 2,5 \cdot d$

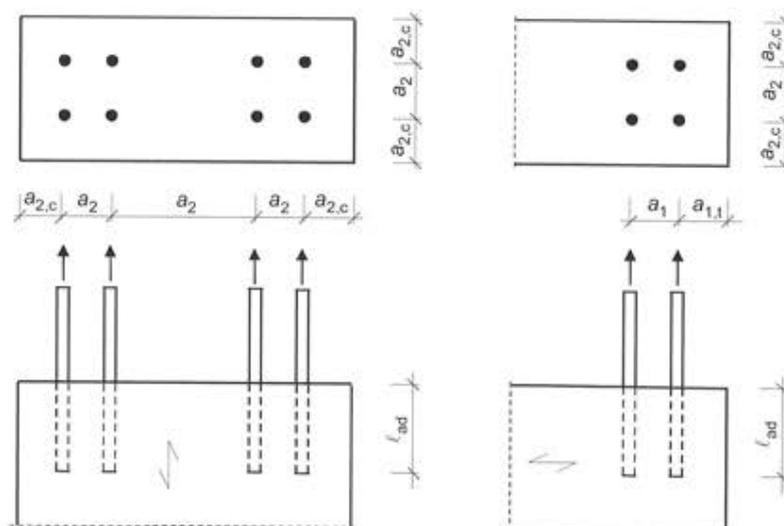


Bild 52: Definition der Mindestabstände von in Stabachse beanspruchten eingeklebten Stahlstäben

(5) Für parallel zur Faserrichtung eingeklebte zugbeanspruchte Stahlstäbe ist die Zugspannung im Holz am Ende des Stahlstabes nachzuweisen. Als wirksame Querschnittsfläche des Holzes darf dabei pro Stahlstab höchstens eine Fläche von $36 \cdot d^2$ angesetzt werden.

(6) Werden eingeklebte Stahlstäbe für Queranschlüsse verwendet, sind die durch die Kraftkomponente rechtwinklig zur Faserrichtung verursachten Querkzugspannungen im Bauteil nach Abschnitt 11.1.5 nachzuweisen. Anstelle von k_r nach Gleichung (132) darf angenommen werden:

$$k_r = \frac{h}{h_1} \quad (268)$$

Hierin bedeuten:

h Höhe des Bauteiles

h_1 Abstand des Endes des Stahlstabes vom unbeanspruchten Bauteilrand ($h_1 = h - \ell_{ad}$).

14.3.4 Kombinierte Beanspruchung

(1) Bei gleichzeitiger Beanspruchung von eingeklebten Stahlstäben auf Abscheren und auf Herausziehen ist nachzuweisen:

$$\left(\frac{F_{la,d}}{R_{la,d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (269)$$

14.4 Geklebte Tafелеlemente

(2) Die Feuchte der Holzrippen darf höchstens 15%, die Feuchtedifferenz der einzelnen Hölzer höchstens 4% betragen.

(3) Die Dickendifferenz der Holzrippen darf höchstens 1 mm betragen.

(4) Der Pressdruck beim Verkleben muss mindestens 0,6 N/mm² und darf höchstens 0,8 N/mm² betragen.

14.5 Keilzinkenverbindungen

14.5.1 Keilzinkenverbindungen von Vollholz und Balkenschichtholz

(1) Keilzinkenverbindungen von Vollholz müssen die Anforderungen nach DIN EN 385 erfüllen.

(2) Keilgezinktes Vollholz und Balkenschichtholz darf nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

14.5.2 Universal-Keilzinkenverbindungen von Brettschichtholz

(1) Universal-Keilzinkenverbindungen von Brettschichtholz müssen die Anforderungen nach DIN EN 387 erfüllen.

(2) Brettschichtholz mit Universal-Keilzinkenverbindungen darf nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

(3) Bei Universal-Keilzinkenverbindungen von Brettschichtholz, bei denen die Faserrichtungen der zu verbindenden Brettschichtholzbauteile einen Winkel von $2 \cdot \alpha$ einschließen und bei denen an der inneren Ecke Druckspannungen und damit über den Verlauf der Universal-Keilzinkenverbindung Querkzugspannungen auftreten (siehe Bild 53), muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{1}{k_u} \cdot \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \right) \leq 1 \quad (270)$$

Beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung ist $k_c = 1$.

Hierin bedeuten:

k_u Beiwert nach Gleichung (44),

k_c Knickbeiwert nach Gleichung (56).

Die Spannungen $\sigma_{c,0}$ und σ_m sind mit den Schnittgrößen an den Stellen 1 und 2 (siehe Bild 53) und mit Querschnitten rechtwinklig zur Faserrichtung unmittelbar neben der Universal-Keilzinkenverbindung zu ermitteln (siehe Schnitte 1-1 und 2-2 in Bild 53).

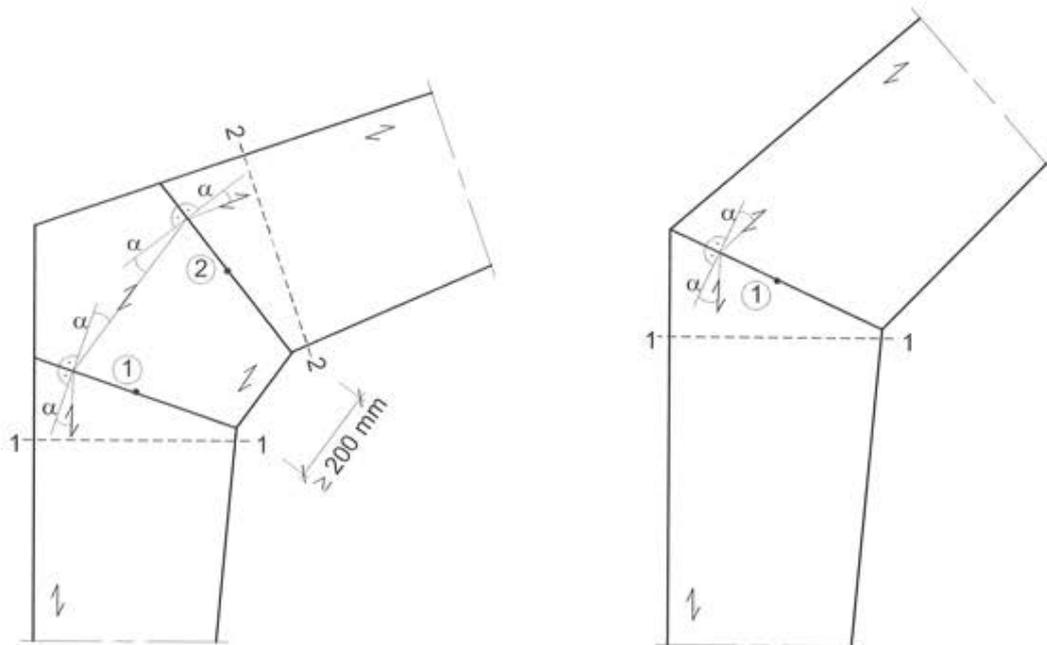


Bild 53: Beispiele der Faserrichtung des Brettschichtholzes in Rahmenecken mit Universal-Keilzinkenverbindungen sowie maßgebende Schnitte für die Bemessung

(4) Bei der Berechnung der Normalspannungen sind bei Querschnittshöhen über 300 mm die Querschnittsschwächungen durch die Universal-Keilzinkenverbindung zu berücksichtigen. Sie dürfen ohne genaueren Nachweis zu 20% der Bruttoquerschnittswerte angenommen werden.

(5) Zur Berücksichtigung des Einflusses von Ästen im Bereich der Universal-Keilzinkenverbindung sind für die Bemessungswerte der Zug-, Druck- und Biegefestigkeiten $f_{t,0,d}$, $f_{c,0,d}$ und $f_{m,d}$ der Brettschichtholz-Festigkeitsklassen GL28 bzw. BS28, GL32 bzw. BS32 und GL36 bzw. BS36 und der Balkenschichtholz-Festigkeitsklassen C24 bis C40 bzw. CD24 bis CD40 die Werte der jeweils nächst niedrigeren Festigkeitsklasse zugrunde zu legen.

14.6 Schäftungsverbindungen

(1) Schäftungsverbindungen sind faserparallele Stöße von Trägern aus Vollholz, Balkenschichtholz und Brettschichtholz mit Klebflächenneigungen von höchstens 1/10.

(2) Es gelten die Bemessungswerte der Tragfähigkeiten der ungeschwächten Stoßteile.

(3) Die Bauteile dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

14.7 Verbundbauteile aus Brettschichtholz

(1) Geklebte Verbundbauteile aus Brettschichtholz müssen die Anforderungen nach Anhang B erfüllen.

(2) Die Bauteile dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden.

(3) Bei gekrümmten geklebten Verbundbauteilen aus Brettschichtholz mit einem Krümmungsradius R der Einzelbauteile von $R \leq 1000 \cdot a$ (a = Dicke des Einzelbauteils) sind die Biegespannungen infolge äußerer Einwirkungen mit denjenigen infolge des Krümmens der Einzelbauteile zu überlagern.

15 Zimmermannsmäßige Verbindungen

15.1 Versätze

(1) Bei Versätzen sollte die Einschnitttiefe t_v die Bedingungen

$$t_v \leq \begin{cases} h/4 & \text{für } \alpha \leq 50^\circ \\ h/6 & \text{für } \alpha > 60^\circ \end{cases} \quad (271)$$

erfüllen.

Hierin bedeuten:

h Höhe des eingeschnittenen Holzes,

α Anschlusswinkel.

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

Bei zweiseitigem Versatzeinschnitt (siehe Bild 54) darf jeder Einschnitt unabhängig vom Anschlusswinkel höchstens 1/6 der Höhe des eingeschnittenen Holzes betragen.

(2) Der Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Versatzes ergibt sich aus dem Bemessungswert der Druckfestigkeit in der Stirnfläche des Versatzes nach Abschnitt 10.2.5. Reibungskräfte in den Kontaktflächen dürfen rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

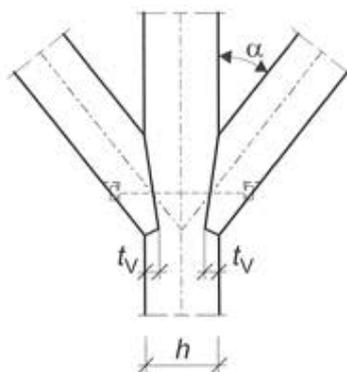


Bild 54: Zweiseitiger Versatzeinschnitt

(3) Die zum eingeschnittenen Holz parallele Druckkraftkomponente verursacht im eingeschnittenen Holz Scherspannungen, die gleichmäßig verteilt angenommen werden dürfen. Vorholzlängen $>8 \cdot t_v$ dürfen in diesem Fall rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

(4) Die durch Versatz verbundenen Einzelteile sind in ihrer Lage zu sichern, z. B. durch Bolzen.

15.2 Zapfenverbindungen

(1) Für Träger bis 300 mm Höhe mit Zapfen nach Bild 55 beträgt der charakteristische Wert der Zapfen-tragfähigkeit

$$R_k = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot b \cdot h_e \cdot k_z \cdot k_v \cdot f_{v,k} ; 1,7 \cdot b \cdot \ell_z \cdot f_{c,90,k} \right\} \quad (272)$$

Hierin bedeuten:

k_v Beiwert nach Gleichung (135),

k_z Beiwert, abhängig von der Geometrie des Zapfens:

$k_z = \beta \cdot \{1 + 2 \cdot (1 - \beta)^2\} \cdot (2 - \alpha)$ mit $\alpha = h_e/h$ und $\beta = h_z/h_e$,

b, h_e, h_z, h, ℓ_z Maße nach Bild 55.

Außerdem gelten die folgenden Mindest- und Höchstmaße:

$15 \text{ mm} \leq \ell_z \leq 60 \text{ mm}$	$1,5 \leq h/b \leq 2,5$	$h_o \geq h_u$	$h_u/h \leq 1/3$	$h_z \geq h/6$
--	-------------------------	----------------	------------------	----------------

Maße h_o und h_u siehe Bild 55.

Der Zapfen muss über die ganze Länge ℓ_z im Zapfenloch aufliegen.

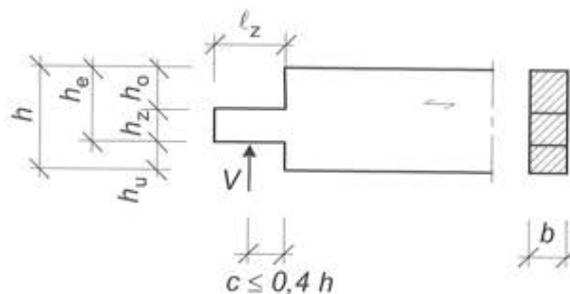


Bild 55: Zapfen

(2) Die Regelungen über Queranschlüsse (siehe Abschnitt 11.1.5) sind sinngemäß anzuwenden.

15.3 Holznagelverbindungen

(1) Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit eines Eichenholznagels mit konstantem Querschnitt (z.B. rund oder achteckig) auf Abscheren in einer ein- oder zweischnittigen Holz-Holz-Verbindung darf je Scherfuge wie folgt in Rechnung gestellt werden:

$$R_k = 9,5 \cdot d^2 \quad \text{in N} \quad (273)$$

mit $20 \text{ mm} \leq d \leq 30 \text{ mm}$.

(2) Die Gleichung (273) ist für Bauteile aus Holz mit $\rho_k \geq 380 \text{ kg/m}^3$ unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung gültig.

(3) Die erforderliche Mindestholzdicke t_{req} beträgt $2 \cdot d$. Für geringere Holzdicken t ist der Wert R_k nach Gleichung (273) mit dem kleineren der Verhältnismerte t_1 / t_{req} bzw. t_2 / t_{req} zu multiplizieren.

(4) Als Mindestabstände untereinander und von den Holzrändern sind unabhängig von der Faserrichtung des Holzes $2 \cdot d$ einzuhalten.

16 Kennzeichnungen

(1) Vollholz ist mit der Festigkeitsklasse sowie dem Zeichen des Sortierwerkes zu kennzeichnen. Darüber hinaus muss bei maschinell sortiertem Schnittholz die Zuordnung zur Sortierung durch eine entsprechende Kennzeichnung sichergestellt sein.

(2) Brettschichtholz ist mit der Festigkeitsklasse sowie dem Zeichen des Herstellwerkes zu kennzeichnen. Darüber hinaus muss die Zuordnung zur Herstellung durch eine entsprechende Kennzeichnung sichergestellt sein.

(3) Bei Brettschichtholz mit anderem Querschnittsaufbau als nach Tabelle M. 10, siehe Abschnitt 7.3.1 (4), ist dieser auf dem Bauteil anzugeben.

(4) Balkenschichtholz ist mit der Festigkeitsklasse sowie dem Zeichen des Herstellwerkes zu kennzeichnen. Darüber hinaus muss die Zuordnung zur Herstellung durch eine entsprechende Kennzeichnung sichergestellt sein.

17 Anhang A

(normativ) Nachweis der Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen

(1) Die Herstellung der in Tabelle A. 1 genannten Holzbauteile sowie die Ausführung der in Tabelle A. 1 genannten anderen Klebungen erfordert eine besondere Sachkunde der damit betrauten Personen und eine besondere Ausstattung der Betriebe mit geeigneten Einrichtungen. Bei der Herstellung von Brettschichtholz sind die entsprechenden Anforderungen nach DIN EN 386 zu beachten.

(2) Betriebe, die diese Holzbauteile herstellen oder diese Klebungen ausführen wollen, müssen deshalb gegenüber einer dafür anerkannten Prüfstelle den Nachweis erbringen, dass sie über die erforderlichen Fachkräfte und Werkseinrichtungen sowie über eine ausreichende werkseigene Produktionskontrolle verfügen.

Tabelle A. 1: Bescheinigungen für den Nachweis der Eignung zum Kleben von tragenden Holzbauteilen

	1	2	3	4
1	Bescheinigung	Basisqualifikation	Zusatzqualifikationen ohne gesonderten Nachweis	Mögliche Zusatzqualifikationen mit gesondertem Nachweis
2	A	Brettschichtholz aller Maße, einschließlich Keilzinkungen von Lamellen für Brettschichtholz	<ul style="list-style-type: none"> • Geklebte Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart • Flächenklebungen für Balkenschichtholz • Eingeklebte Stahlstäbe • Aufgeklebte Verstärkungen 	<ul style="list-style-type: none"> • Keilzinkungen in einteiligen Querschnitten aus Vollholz mit Dicken über 45 mm • Universalkeilzinkenverbindungen in Brettschichtholz und Balkenschichtholz • Geklebte Verbundbauteile aus Brettschichtholz • Bauprodukte und Bauarten mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung • Schäftungsverbindung
3	B	Brettschichtholz begrenzter Maße, einschließlich Keilzinkungen von Lamellen für Brettschichtholz 1. Gerade Balken und Träger mit Längen bis zu 18 m, 2. Gekrümmte Balken und Träger mit Stützweiten bis zu 12 m, 3. Dreigelenkbinder bis zu 15 m Stützweite, 4. Einhüftige Rahmen mit einer Abwicklungslänge bis 12 m	<ul style="list-style-type: none"> • Geklebte Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart • Flächenklebungen für Balkenschichtholz • Eingeklebte Stahlstäbe • Aufgeklebte Verstärkungen 	<ul style="list-style-type: none"> • Keilzinkungen in einteiligen Querschnitten aus Vollholz mit Dicken über 45 mm • Universalkeilzinkenverbindungen in Brettschichtholz und Balkenschichtholz • Geklebte Verbundbauteile aus Brettschichtholz • Bauprodukte und Bauarten mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung • Schäftungsverbindung
4	C	Zusatzqualifikationen nach Spalte 4, Zeile 2 bis 4; Geklebte Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart		<ul style="list-style-type: none"> • Keilzinkungen in Lamellen für Brettschichtholz • Keilzinkungen in einteiligen Querschnitten aus Vollholz mit Dicken über 45 mm • Eingeklebte Stahlstäbe • Aufgeklebte Verstärkungen • Schäftungsverbindung

(3) Bei Eignung des Betriebes stellt die Prüfstelle eine entsprechende zeitlich befristete Bescheinigung aus. Der Inhaber der Bescheinigung hat der Prüfstelle Änderungen der Werkseinrichtungen oder des Klebever-

fahrens und jeden Wechsel der verantwortlichen Fachkräfte mitzuteilen. Die Bescheinigung wird ungültig, wenn die Voraussetzungen, unter denen sie erteilt wurde, nicht mehr gegeben sind.

(4) Zusatzqualifikationen nach Tabelle A. 1 müssen in die Bescheinigung eingetragen sein.

(5) Bauprodukte und Bauarten mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung nach Tabelle A. 1 müssen in der Bescheinigung spezifiziert werden.

(6) Die Begrenzung der Bauteilmaße für Brettschichtholz in Bescheinigung B gilt auch für die Zusatzqualifikationen.

18 Anhang B

(normativ) Geklebte Verbundbauteile aus Brettschichtholz

18.1 Allgemeines

(1) Die nachfolgenden Regeln gelten für das Kleben von Brettschichtholzbauteilen mit einer Einzeildicke $a \geq 60$ mm zu Verbundbauteilen verschiedener Querschnittsformen (siehe Bild B. 1).

(2) Klebfugen zwischen den Einzelbauteilen werden auch als Blockfugen bezeichnet. Sie dürfen eine Dicke bis zu 2 mm haben.

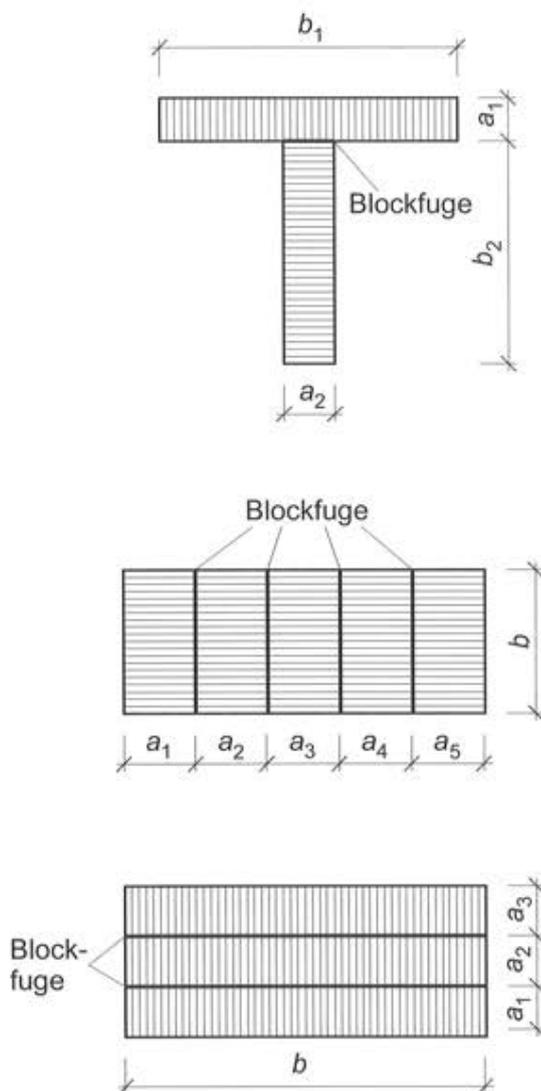


Bild B. 1: Beispiele für mögliche Querschnittsformen von Verbundbauteilen aus Brettschichtholz

18.2 Anforderungen an die Herstellung

- (1) Der Unterschied der durchschnittlichen Holzfeuchten der Einzelbauteile darf höchstens 3% betragen.
- (2) Die Einzelbauteile dürfen entweder vollflächig über die gesamte Breite oder streifenförmig über Teilbereiche der Breite der Kontaktflächen miteinander verklebt werden (siehe Bild B. 2).
- (3) Die Eignung der für die Klebung der Blockfugen verwendeten Klebstoffe muss - unter Beachtung der zulässigen Fugendicke - nachgewiesen sein.
- (4) Das Auftragverfahren des Klebstoffes muss sicherstellen, dass eine ausreichende Klebstoffmenge gleichmäßig auf den Fugenoberflächen verteilt wird.

Anmerkung: Bei großen Fugenbreiten wird die Anordnung von Entlastungsnuten oder nicht mit Klebstoff benetzten Entlastungsflächen zur Aufnahme von überschüssigem Klebstoff beim Pressvorgang empfohlen

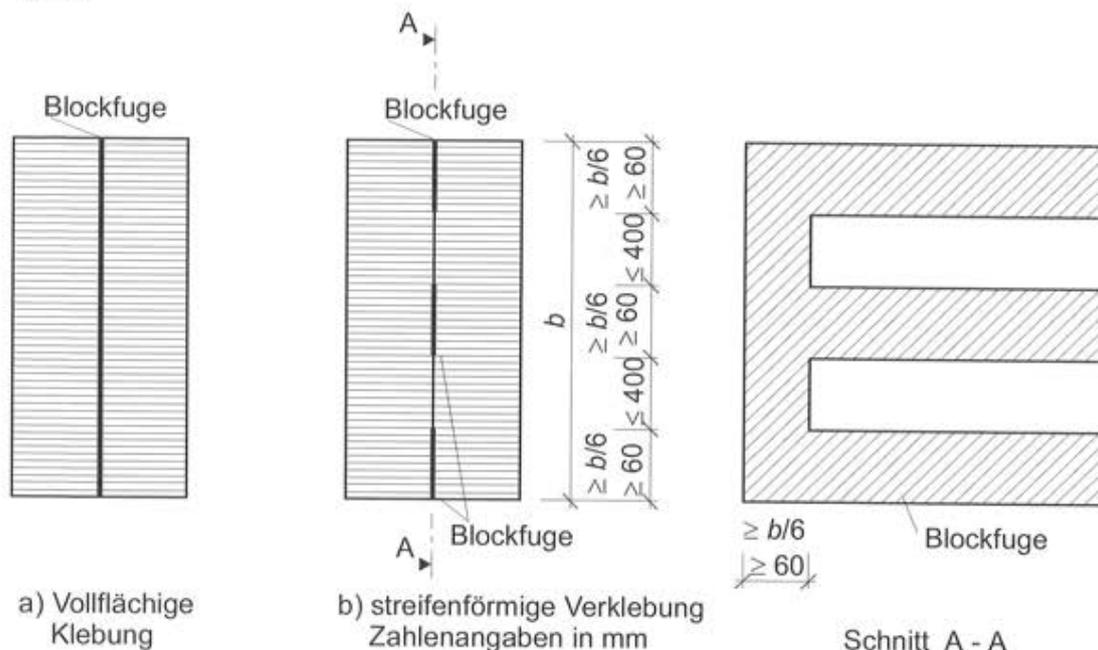


Bild B. 2: Klebung der Blockfugen

(5) Die Einzelbauteile müssen beim Pressen in ihrer Lage fixiert werden. Der Pressdruck ist dergestalt aufzubringen, dass die Fugen in den vorgesehenen Klebflächen vollflächig verklebt sind und die für den verwendeten Klebstoff zulässige Fugendicke nicht überschritten wird.

(6) Die für das Aufbringen des Pressdruckes erforderlichen Vorrichtungen sind für den Pressdruck und erforderlichenfalls zusätzlich für die Rückstellkräfte aus dem Krümmen der Einzelbauteile zu bemessen.

18.3 Werkseigene Produktionskontrolle

(1) Zur Überprüfung der ordnungsgemäßen Klebung der Einzelbauteile hat der Hersteller mindestens zwei Bohrkerne pro Bauteil zu entnehmen und zu prüfen.

(2) Die Bohrkerne müssen der in Bild B. 3 dargestellten Form entsprechen. Die Bohrlöcher sind nach der Entnahme der Bohrkerne z.B. durch Verguss mit Epoxydharz dauerhaft dicht zu verschließen.

(3) Bei nicht gekrümmten Bauteilen und solchen mit einem Krümmungsradius $R \geq 1000 \cdot a$ darf eine vollflächige Verklebung angenommen werden, wenn der mittlere rechnerische Pressdruck mindestens $0,3 \text{ N/mm}^2$, die Höhe der Einzelquerschnitte höchstens 600 mm und die Dicke des schmaleren Einzelquerschnittes höchstens 200 mm beträgt. In diesen Fällen darf auf eine Entnahme von Bohrkernen verzichtet werden.

(4) Die Klebfugendicke ist an den Bohrkernen mit einer Messlupe mit 5% Anzeigegenauigkeit zu bestimmen.

(5) Aus den Bohrkernen sind zur Scherprüfung der Klebfugen Prüfkörper nach DIN EN 392 herzustellen und zu prüfen. Die Prüfergebnisse sind nach DIN EN 386 zu bewerten.

(6) Die Ergebnisse der werkseigenen Produktionskontrolle sind in einem Prüfbericht zu dokumentieren. Der Prüfbericht muss neben den geforderten Angaben nach DIN EN 392 zusätzlich die gemessenen Klebfugendicken enthalten.

(7) Die Prüfberichte sind mindestens sieben Jahre aufzubewahren.

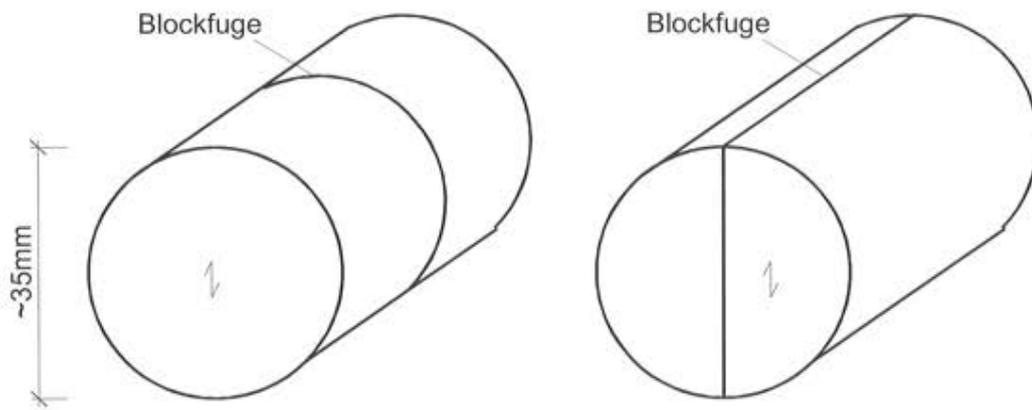


Bild B. 3: Geometrie der Bohrkerne

18.4 Fremdüberwachung

(1) Im Rahmen der Fremdüberwachung dürfen Proben für Stichprobenprüfungen nach Abschnitt B.3, Absatz (2) bis (5) entnommen werden.

19 Anhang E

(normativ) Eignungsprüfung und Einstufung von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Tragfähigkeitsklassen

19.1 Nägel

19.1.1 Anwendungsbereich

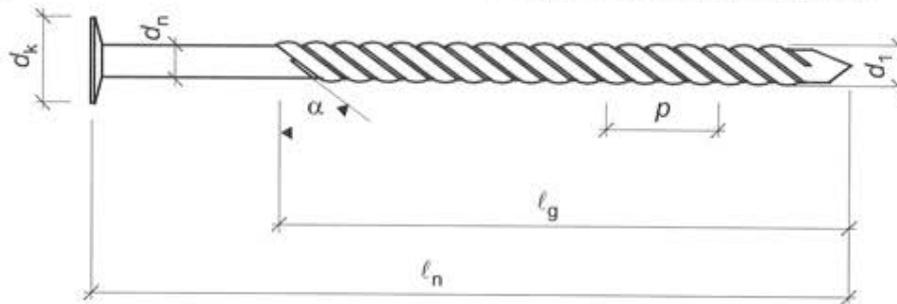
(1) Diese Eignungsprüfung gilt nur für Nägel mit angerolltem Schaft aus Stahl oder anderen metallischen Werkstoffen mit einem Nenndurchmesser $d \leq 8$ mm.

19.1.2 Unterlagen

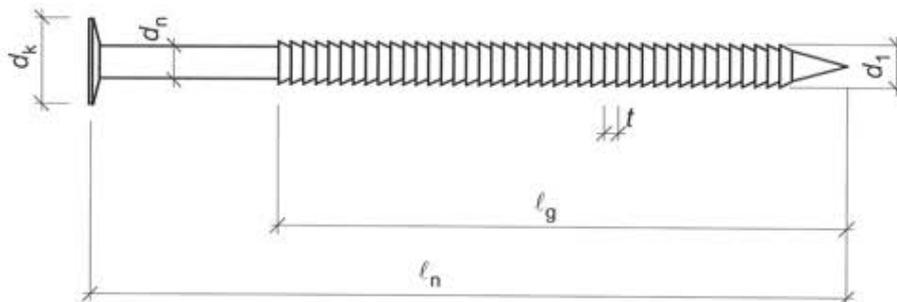
(1) Vom Antragsteller sind der Prüfstelle Unterlagen vorzulegen, insbesondere über

- den Werkstoff des Nagelrohdrahtes (z. B. Bezeichnung, Zugfestigkeit, Härte),
- gegebenenfalls den Korrosionsschutz,
- die Maße und Abmaße (Werkszeichnung),
- den Verwendungszweck,
- eine etwaige Beharzung.

(2) In der Werkszeichnung sind neben der Form des Nagels einschließlich des Kopfes und der Spitze insbesondere folgende Maße einschließlich deren Abmaße anzugeben (siehe auch Bild E. 1):



a) Nagel mit spiralisiert angerolltem Schaft



b) Nagel mit angerolltem Ringschaft

Bild E. 1: Form und Maße von Sondernägeln (schematisch)

- d_n Nageldurchmesser,
- d_1 Außendurchmesser des angerollten Schaftteiles,
- d_k Kopfdurchmesser,
- l_n Nagellänge,
- l_g Länge des angerollten Schaftteiles,
- α Gewindesteigung bei Nägeln mit spiralisiert angerolltem Schaft,
- p Ganghöhe bei Nägeln mit spiralisiert angerolltem Schaft,
- t Rillenteilung bei Nägeln mit Ringschaft.

(3) Außerdem sind vom Antragsteller anzugeben:

- Hersteller und Herstellwerke,
- Bezeichnung des Nagels,
- Gegebenenfalls Werkzeichen (Herstellerzeichen).

19.1.3 Eignungsprüfung

19.1.3.1 Allgemeines

(1) Folgende Eigenschaften sind unter Berücksichtigung des Verwendungszwecks zu prüfen:

- Werkstoff des Nagelrohdrahtes (Bezeichnung, Zugfestigkeit und Bruchdehnung),
- gegebenenfalls Korrosionsschutz,
- Maße,
- gegebenenfalls Werkzeichen (Herstellerzeichen),
- gegebenenfalls zugehöriger Durchmesser der Löcher in Stahlblechen und Stahlteilen,
- Auszieh Widerstand bei Beanspruchung in Schafrichtung,
- Fließmoment des angerollten und gegebenenfalls des glatten Schaftbereiches,
- Kopfdurchzieh Widerstand,
- Bei Nägeln für die Stahlblech-Holz-Nagelung: Zugfestigkeit des Nagels.

19.1.3.2 Werkstoff und Korrosionsschutz

(1) Die Werkstoffeigenschaften und der Korrosionsschutz sind nach den einschlägigen Normen zu prüfen.

19.1.3.3 Auszieh Widerstand bei Beanspruchung in Schafrichtung

(1) Der Auszieh Widerstand ist nach DIN EN 1382 zu ermitteln. Für die Auswahl des Holzes der Prüfkörper ist DIN EN 28970 maßgebend. Das Holz oder der Holzwerkstoff ist vor der Herstellung der Prüfkörper im Normalklima 20/65-1 nach DIN 50014 bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte zu lagern.

(2) Die Nägel werden auf eine Einschlagtiefe von mindestens $8 \cdot d_1$, jedoch höchstens $20 \cdot d_1$ eingeschlagen.

(3) Für jeden Nageldurchmesser sind mindestens 20 Einzelversuche durchzuführen. Dabei beträgt der Winkel zwischen Nagelachse und Faserrichtung des Holzes 90° . Sollen die Nägel für Winkel zwischen Schafrichtung und Faserrichtung eingesetzt werden, die mehr als 10° von der geprüften Anordnung abweichen, sind für diese Winkel ebenfalls mindestens 20 Einzelversuche durchzuführen. Die Prüfung darf frühestens 24 Stunden nach dem Einschlagen der Nägel erfolgen.

(4) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Nageldurchmesser und jeden Winkel zwischen Nagelachse und Faserrichtung der charakteristische Wert $f_{1,k}$ des Ausziehparameters zu berechnen. Wurden die Hölzer entsprechend Verfahren 2 nach DIN EN 28970 ausgewählt, ist die Höchstlast jedes Versuches vor der Ermittlung des charakteristischen Wertes mit dem Wert k_p zu korrigieren.

$$k_p = \frac{\rho_k}{\rho} \quad (\text{E. 1})$$

Hierin bedeuten:

- ρ_k charakteristische Rohdichte der Festigkeitsklasse des Holzes oder Holzwerkstoffes,
- ρ Rohdichte des Prüfkörpers.

(5) Als charakteristischer Wert R_k gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf wie folgt ermittelt werden:

$$R_k = \mu - k_n \cdot \sigma_x \quad (\text{E. 2})$$

Hierin bedeuten:

- μ Mittelwert,
- k_n Beiwert nach Tabelle E. 1,
- σ_x Standardabweichung, mindestens $0,1 \cdot \mu$,
- n Anzahl der Versuchsergebnisse.

Tabelle E. 1: Beiwerte k_n

n	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_n	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

19.1.3.4 Fließmoment

(1) Das Fließmomentes ist nach DIN EN 409 zu ermitteln. Das Fließmoment ist für den profilierten Schaftbereich und gegebenenfalls für den glatten Schaftbereich zu bestimmen.

(2) Für jeden Nageldurchmesser sind mindestens 10 Einzelversuche durchzuführen. Das Fließmoment ist das Biegemoment bei der Höchstlast, die ein Nagel bei der Prüfung aufnehmen kann, oder das Biegemoment bei einer Verformung des Nagels von α nach Gleichung (E. 3), wobei jeweils der geringere Wert gilt.

$$\alpha = \min\{45^\circ; 110^\circ/d\} \quad (\text{E. 3})$$

Hierin bedeutet:

d Nageldurchmesser in mm,

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Nageldurchmesser und gegebenenfalls getrennt für den profilierten und glatten Schaftbereich der charakteristische Wert des Fließmomentes in Nm zu berechnen. Als charakteristischer Wert gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung ermittelt werden.

19.1.3.5 Kopfdurchziehewiderstand

(1) Der Kopfdurchziehewiderstand des Sondernagels ist nach DIN EN 1383 zu ermitteln. Für die Auswahl des Holzes der Prüfkörper ist DIN EN 28970 maßgebend. Das Holz oder der Holzwerkstoff ist vor der Herstellung der Prüfkörper im Normalklima 20/65-1 nach DIN 50014 bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte zu lagern.

(2) Für jeden Nageldurchmesser und jede Kopfform sind mindestens 20 Einzelversuche durchzuführen. Als Kopfform gilt auch die Anordnung einer Unterlegscheibe unter dem Nagelkopf.

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Nageldurchmesser und jede Kopfform der charakteristische Wert des Kopfdurchziehewiderstandes $f_{2,k}$ zu berechnen. Wurden die Hölzer entsprechend Verfahren 2 nach DIN EN 28970 ausgewählt, ist die Höchstlast jedes Versuches vor der Ermittlung des charakteristischen Wertes mit dem Wert k_p nach Gleichung (E. 1) zu korrigieren.

(4) Als charakteristischer Wert gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.1.3.6 Zugfestigkeit des Nagels

(1) Die Zugfestigkeit des Nagels ist in Anlehnung an Bild 4 in DIN EN 1383 zu ermitteln. Anstelle des Holzes oder Holzwerkstoffes ist eine Stahlplatte zu verwenden, die zur Aufnahme des Nagels vorgebohrt ist. Der Bohrlochdurchmesser im Stahlblech muss größer sein als der Außendurchmesser d_1 des profilierten Schaftteils. Der Übergang zwischen dem profilierten und dem glatten Schaftteil muss sich innerhalb der freien Prüflänge befinden und vom Beginn der Spannbacken der Prüfvorrichtung einen lichten Abstand von mindestens $3 \cdot d_1$ besitzen.

(2) Für jeden Nageldurchmesser sind mindestens 10 Einzelversuche durchzuführen. Die Belastungsgeschwindigkeit ist so zu wählen, dass die Bruchlast innerhalb von $10 \text{ s} \pm 5 \text{ s}$ erreicht wird. Die Höchstlast ist mit einer Fehlergrenze von 1 % zu bestimmen.

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Nagels in N zu berechnen. Als charakteristischer Wert R_k gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden:

19.1.4 Bewertung der Prüfergebnisse und Einstufung

19.1.4.1 Allgemeines

(1) Aufgrund der Prüfergebnisse der Eignungsprüfungen ist eine Bewertung der Prüfergebnisse und gegebenenfalls eine Einstufung in Tragfähigkeitsklassen vorzunehmen. Die Ergebnisse der Bewertung und der Einstufung sind in einem den jeweiligen bauaufsichtlichen Regelungen entsprechenden Bericht anzugeben.

19.1.4.2 Ausziehewiderstand bei Beanspruchung in Schaftrichtung

(1) Der charakteristische Wert des Ausziehparameters $f_{1,k}$ nach Abschnitt 19.1.3.3 ist für die Einstufung maßgebend, wobei der zur jeweiligen Tragfähigkeitsklasse gehörende Rechenwert nach Abschnitt 12.8.1, Tabelle 14, Spalte 2 mindestens erreicht werden muss.

19.1.4.3 Fließmoment

(1) Der charakteristische Wert des Fließmomentes des Sondernagels ist für jeden geprüften Durchmesser, gegebenenfalls getrennt nach profiliertem und glattem Schaftbereich, auf drei signifikante Stellen anzugeben.

19.1.4.4 Kopfdurchzieh Widerstand

(1) Der charakteristische Wert des Kopfdurchziehparameters $f_{2,k}$ nach Abschnitt 19.1.3.3 ist für die Einstufung maßgebend, wobei der zur jeweiligen Tragfähigkeitsklasse gehörende Rechenwert nach Abschnitt 12.8.1, Tabelle 14, Spalte 4 mindestens erreicht werden muss.

19.1.4.5 Zugfestigkeit des Nagels

(1) Der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Nagels ist für jeden geprüften Durchmesser auf drei signifikante Stellen anzugeben.

19.2 Selbstbohrende Holzschrauben

19.2.1 Anwendungsbereich

(1) Diese Eignungsprüfung gilt nur für Schrauben aus Stahl mit einem Nenndurchmesser $d \leq 10$ mm und einem Verhältnis des Kerndurchmessers zum Außendurchmesser des Schraubengewindes d_2/d_1 von mindestens 0,60.

19.2.2 Unterlagen

(1) Vom Antragsteller sind der Prüfstelle Unterlagen vorzulegen, insbesondere über

- den Werkstoff des Schraubenrohdrahtes (z.B. Bezeichnung, Zugfestigkeit, Härte),
- gegebenenfalls den Korrosionsschutz,
- die Maße und Abmaße (Werkszeichnung),
- den Verwendungszweck,
- gegebenenfalls Oberflächenbeschichtungen (Gleitbeschichtungen).

(2) In der Werkszeichnung sind neben der Form der Holzschraube einschließlich des Kopfes und der Spitze insbesondere folgende Maße einschließlich deren Abmaße anzugeben (siehe auch Bild E. 2):

- d_1 Außendurchmesser des Schraubengewindes,
- d_2 Kerndurchmesser des Schraubengewindes,
- d_s Schaftdurchmesser bei Teilgewindeschrauben,
- d_k Kopfdurchmesser,
- l_s Schraubenlänge,
- l_g Länge des profilierten Schaftteiles,
- p Gewindesteigung.

Außerdem sind vom Antragsteller anzugeben:

- Hersteller und Herstellwerke,
- Bezeichnung der Schraube,
- Gegebenenfalls Werkzeichen (Herstellerzeichen),
- Arten der Antriebe (z.B. Kreuzschlitz oder Innensechskant).

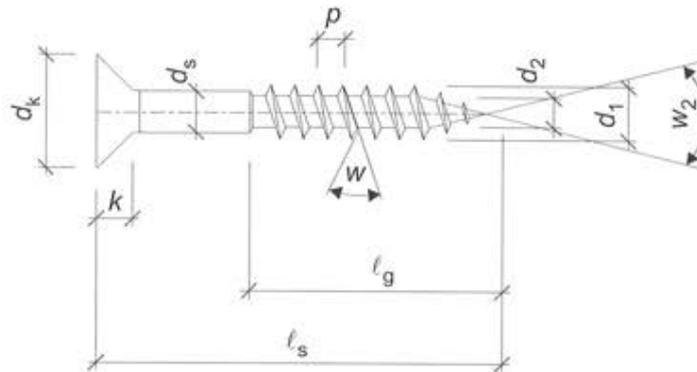


Bild E. 2: Form und Maße von selbstbohrenden Holzschrauben (schematisch)

19.2.3 Eignungsprüfung

19.2.3.1 Allgemeines

(1) Folgende Eigenschaften sind unter Berücksichtigung des Verwendungszwecks zu prüfen:

- Zugfestigkeit und/oder Härte der Schraube,
- Einschraubdrehmoment der Schraube beim Eindrehen in Nadelholz oder Brettschichtholz,
- Bruchdrehmoment der Schraube,
- gegebenenfalls Korrosionsschutz,
- Maße,
- gegebenenfalls Werkzeichen (Herstellerzeichen),
- gegebenenfalls zugehöriger Durchmesser der Löcher in Stahlblechen und Stahlteilen,
- Auszieh Widerstand bei Beanspruchung in Schafrichtung,
- Fließmoment des Gewindegewindes und gegebenenfalls des Schaftbereiches,
- Kopfdurchzieh Widerstand.

19.2.3.2 Zugfestigkeit der Schraube

(1) Die Zugfestigkeit der Schraube ist in Anlehnung an Bild 4 in DIN EN 1383 zu ermitteln. Anstelle des Holzes oder Holzwerkstoffes ist eine Stahlplatte zu verwenden, die zur Aufnahme der Holzschraube vorgebohrt ist. Der Bohrlochdurchmesser im Stahlblech muss größer sein als der Außendurchmesser d_1 des Schraubengewindes. Der Übergang zwischen dem Gewindegewinde und dem Bereich des glatten Schaftes muss sich innerhalb der freien Prüflänge befinden und vom Beginn der Spannbacken der Prüfvorrichtung einen lichten Abstand von mindestens $3 \cdot d_1$ besitzen.

(2) Für jeden Schraubendurchmesser sind mindestens 10 Einzelversuche durchzuführen. Die Belastungsgeschwindigkeit ist so zu wählen, dass die Bruchlast innerhalb von $10 \text{ s} \pm 5 \text{ s}$ erreicht wird. Die Höchstlast ist mit einer Fehlergrenze von 1 % zu bestimmen.

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist der charakteristische Wert der Zugfestigkeit der Schraube in N zu berechnen. Als charakteristischer Wert R_k gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.2.3.3 Einschraubdrehmoment

(1) Das Einschraubdrehmoment M_E der Schraube ist an Prüfkörpern aus Nadelvollholz oder Brettschichtholz zu ermitteln. Die Maße der Prüfkörper müssen mindestens den Maßen nach Bild 1 von DIN EN 1382 entsprechen. Für die Auswahl des Holzes der Prüfkörper ist Verfahren 2 von DIN EN 28970 maßgebend. Das Holz ist vor der Herstellung der Prüfkörper im Normalklima 20/65-1 nach DIN 50014 bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte zu lagern.

(2) Die Schrauben sind mit einer konstanten Einschraubgeschwindigkeit in das Holz einzudrehen, bis der Kopf auf der Holzoberfläche aufsitzt oder die Kopfoberfläche bündig mit der Holzoberfläche ist. Die Einschraubdrehmoment-Einschraubweg-Diagramme sind aufzuzeichnen.

(3) Für jeden Schraubendurchmesser sind mit der größten Schraubenlänge mindestens 20 Einzelversuche durchzuführen.

(4) Aus den Einschraubdrehmoment-Einschraubweg-Diagrammen ist getrennt für den Gewinde- und Schaftbereich der Größtwert des Einschraubdrehmomentes in Nm zu ermitteln. Die Werte des Einschraubdrehmomentes sind mit dem Wert k_{pE} zu multiplizieren.

$$k_{pE} = \frac{450}{\rho} \quad (\text{E. 4})$$

Hierin ist ρ die Normalrohddichte des Prüfkörpers in kg/m^3 .

(5) Aus den korrigierten Werten des Einschraubdrehmomentes ist für jeden Schraubendurchmesser und gegebenenfalls getrennt für den Gewinde- und Schaftbereich der charakteristische Wert des Einschraubdrehmomentes $M_{E,k}$ in Nm zu berechnen. Als charakteristischer Wert gilt der 95%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf wie folgt ermittelt werden:

$$M_{E,k} = \mu + k_n \cdot \sigma_x \quad (\text{E. 5})$$

Hierin bedeuten:

- μ Mittelwert,
- k_n Beiwert nach Tabelle E. 1,
- σ_x Standardabweichung, mindestens $0,1 \cdot \mu$.

19.2.3.4 Bruchdrehmoment

(1) Zur Ermittlung des Bruchdrehmomentes M_{Lu} wird die Schraube eingespannt, und über den Antrieb am Schraubenkopf wird ein Moment aufgebracht. Bei der Prüfung des Gewindebereiches muss sich der Übergang zwischen dem Gewindebereich und dem Bereich des glatten Schaftes innerhalb der freien Prüflänge befinden und vom Beginn der Einspannung einen lichten Abstand von mindestens $3 \cdot d_1$ besitzen.

(2) Für jeden Schraubendurchmesser sind mit der größten Schraubenlänge mindestens 10 Einzelversuche durchzuführen. Die Belastungsgeschwindigkeit ist so zu wählen, dass das Bruchmoment innerhalb von 10 ± 5 s erreicht wird. Das Bruchmoment ist mit einer Fehlergrenze von 1 % zu bestimmen.

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Schraubendurchmesser und gegebenenfalls getrennt für den Gewinde- und Schaftbereich der charakteristische Wert des Bruchdrehmomentes der Schraube in Nm zu berechnen. Versagen der Schraube am Übergang zwischen Gewinde- und Schaftbereich gilt als Versagen im Gewindebereich. Als charakteristischer Wert $M_{Lu,k}$ gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf entsprechend Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.2.3.5 Korrosionsschutz

(1) Der Korrosionsschutz ist nach den einschlägigen Normen zu prüfen.

19.2.3.6 Auszieh widerstand bei Beanspruchung in Schaftrichtung

(1) Der Auszieh widerstand der Schraube ist nach DIN EN 1382 zu ermitteln. Für die Auswahl des Holzes der Prüfkörper ist DIN EN 28970 maßgebend. Das Holz oder der Holzwerkstoff ist vor der Herstellung der Prüfkörper im Normalklima 20/65-1 nach DIN 50014 bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte zu lagern.

(2) Die Schrauben werden auf eine Einschraubtiefe von mindestens $4 \cdot d_1$, jedoch höchstens $20 \cdot d_1$ eingedreht. Bei der Prüfung von Holzwerkstoffplatten entspricht die Einschraubtiefe der Plattendicke. Dabei sollte sich die Schraubenspitze außerhalb der Holzwerkstoffplatte befinden.

(3) Für jeden Schraubendurchmesser sind mindestens 20 Einzelversuche durchzuführen. Dabei beträgt bei Vollholz der Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung des Holzes sowie bei Holzwerkstoffen der Winkel zwischen Schraubenachse und Plattenebene 90° . Die Prüfung darf frühestens 24 Stunden nach dem Eindrehen der Schrauben erfolgen.

(4) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Schraubendurchmesser der charakteristische Wert $f_{1,k}$ des Ausziehparameters zu berechnen. Wurden die Hölzer entsprechend Verfahren 2 nach DIN EN 28970 ausgewählt, ist die Höchstlast jedes Versuches vor der Ermittlung des charakteristischen Wertes mit dem Wert k_p nach Gleichung (E. 1) zu korrigieren. Bei Ausziehversuchen aus Holzwerkstoffen ist die Höchstlast jedes Versuches vor der Ermittlung des charakteristischen Wertes mit dem Wert k_p nach Gleichung (E. 1) sinngemäß auf die charakteristische Rohddichte des Holzwerkstoffes zu korrigieren.

(5) Als charakteristischer Wert gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.2.3.7 Fließmoment

(1) Das Fließmoment der Schraube ist nach DIN EN 409 zu ermitteln. Dabei muss die Schraube ohne abzubrechen um 45° biegsam sein. Das Fließmoment ist für den Gewindebereich der Schraube und gegebenenfalls für den Schaftbereich zu bestimmen. Der Nenndurchmesser der Schraube entspricht dem Gewindeaußendurchmesser d_1 .

(2) Für jeden Schraubendurchmesser sind mindestens 10 Einzelversuche durchzuführen. Das Fließmoment ist das Biegemoment bei der Höchstlast, die eine Schraube bei der Prüfung aufnehmen kann, oder das Biegemoment bei einer Verformung der Schraube von α nach Gleichung (E. 3), wobei jeweils der geringere Wert gilt.

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Schraubendurchmesser und gegebenenfalls getrennt für den Gewinde- und Schaftbereich der charakteristische Wert des Fließmomentes in Nm zu berechnen. Als charakteristischer Wert gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.2.3.8 Kopfdurchzieh widerstand

(1) Der Kopfdurchzieh widerstand der Schraube ist nach DIN EN 1383 zu ermitteln. Für die Auswahl des Holzes der Prüfkörper ist DIN EN 28970 maßgebend. Das Holz oder der Holzwerkstoff ist vor der Herstellung der Prüfkörper im Normalklima 20/65-1 nach DIN 50014 bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte zu lagern.

(2) Für jeden Schraubendurchmesser und jede Kopfform sind mindestens 20 Einzelversuche durchzuführen. Als Kopfform gilt auch die Anordnung einer Unterlegscheibe unter dem Schraubenkopf.

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Schraubendurchmesser und jede Kopfform der charakteristische Wert des Kopfdurchziehparameters $f_{2,k}$ zu berechnen. Wurden die Hölzer entsprechend Verfahren 2 nach DIN EN 28970 ausgewählt, ist die Höchstlast jedes Versuches vor der Ermittlung des charakteristischen Wertes mit dem Wert k_p nach Gleichung (E. 1) zu korrigieren.

(4) Als charakteristischer Wert gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.2.4 Bewertung der Prüfergebnisse und Einstufung

19.2.4.1 Allgemeines

(1) Aufgrund der Prüfergebnisse der Eignungsprüfungen ist eine Bewertung der Prüfergebnisse und gegebenenfalls eine Einstufung in Tragfähigkeitsklassen vorzunehmen. Die Ergebnisse der Bewertung und der Einstufung sind in einem den jeweiligen bauaufsichtlichen Regelungen entsprechenden Bericht anzugeben.

19.2.4.2 Zugfestigkeit der Schraube

(1) Der charakteristische Wert der Zugfestigkeit der Schraube ist für jeden geprüften Durchmesser auf drei signifikante Stellen anzugeben.

19.2.4.3 Einschraubdrehmoment und Bruchdrehmoment

(1) Der charakteristische Wert des Bruchdrehmomentes muss für jeden Durchmesser, gegebenenfalls getrennt nach Gewinde- und Schaftbereich, folgende Bedingung erfüllen:

$$M_{t,u,k} \geq 1,7 \cdot M_{E,k} \quad (\text{E. 6})$$

Hierin bedeuten:

$M_{t,u,k}$ charakteristischer Wert des Bruchdrehmomentes der Schraube,

$M_{E,k}$ charakteristischer Wert des Einschraubdrehmomentes der Schraube.

19.2.4.4 Auszieh widerstand bei Beanspruchung in Schaft richtung

(1) Der charakteristische Wert des Ausziehparameters $f_{1,k}$ nach Abschnitt 19.2.3.6 ist für die Einstufung maßgebend, wobei der zur jeweiligen Tragfähigkeitsklasse gehörende Rechenwert nach Abschnitt 12.8.2, Tabelle 15, Spalte 2 mindestens erreicht werden muss.

19.2.4.5 Fließmoment

(1) Der charakteristische Wert des Fließmomentes der Schraube ist für jeden geprüften Durchmesser, gegebenenfalls getrennt nach Gewinde- und Schaftbereich, auf drei signifikante Stellen anzugeben.

19.2.4.6 Kopfdurchzieh widerstand

(1) Der charakteristische Wert des Kopfdurchziehparameters $f_{2,k}$ nach Abschnitt 19.2.3.8 ist für die Einstufung maßgebend, wobei der zur jeweiligen Tragfähigkeitsklasse gehörende Rechenwert nach 12.8.2, Tabelle 15, Spalte 4 mindestens erreicht werden muss.

19.3 Klammern

19.3.1 Anwendungsbereich

(1) Diese Eignungsprüfung gilt nur für Klammern aus Stahl mit einem Nenndurchmesser $1,0 \leq d \leq 2 \text{ mm}$.

19.3.2 Unterlagen

- (1) Vom Antragsteller sind der Prüfstelle Unterlagen vorzulegen, insbesondere über
- den Werkstoff des Klammerrohdrahtes (z.B. Bezeichnung, Zugfestigkeit, Härte),
 - gegebenenfalls den Korrosionsschutz,
 - die Beharzung,
 - die Maße und Abmaße (Werkszeichnung),
 - den Verwendungszweck.

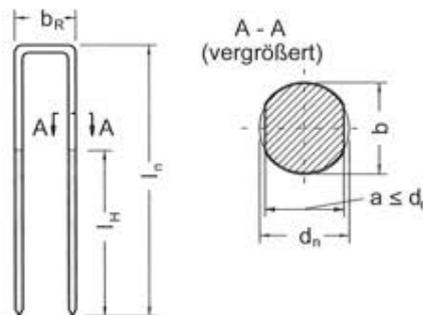


Bild E. 3: Form und Maße von Klammern (schematisch)

(2) In der Werkszeichnung sind neben der Form der Klammer einschließlich der Spitze insbesondere folgende Maße und deren Abmaße anzugeben (siehe auch Bild E. 3):

- d_n Durchmesser des Klammerrohdrahtes,
- a, b Querschnittsmaße des Schaftteiles,
- b_r Rückenbreite,
- l_n Schaftlänge,
- l_H Länge des beharzten Schaftteiles.

(3) Außerdem sind vom Antragsteller anzugeben:

- Hersteller und Herstellwerke,
- Bezeichnung der Klammer,
- Gegebenenfalls Werkzeichen (Herstellerzeichen).

19.3.3 Eignungsprüfung

19.3.3.1 Allgemeines

(1) Folgende Eigenschaften sind unter Berücksichtigung des Verwendungszwecks zu prüfen:

- Bezeichnung, Zugfestigkeit und Bruchdehnung des Klammerrohdrahtes,
- gegebenenfalls Korrosionsschutz,
- Maße,
- gegebenenfalls Werkzeichen (Herstellerzeichen),
- Auszieh Widerstand bei Beanspruchung in Schafrichtung,
- Fließmoment.

19.3.3.2 Werkstoff und Korrosionsschutz

(1) Die Werkstoffeigenschaften und der Korrosionsschutz sind nach den einschlägigen Normen zu prüfen.

19.3.3.3 Auszieh Widerstand bei Beanspruchung in Schafrichtung

(1) Der Auszieh Widerstandes ist nach DIN EN 1382 zu ermitteln. Für die Auswahl des Holzes der Prüfkörper ist DIN EN 28970 maßgebend. Das Holz oder der Holzwerkstoff ist vor der Herstellung der Prüfkörper im Normalklima 20/65-1 nach DIN 50014 bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte zu lagern.

(2) Die Klammern werden auf eine Einschlagtiefe von mindestens 20 mm bzw. $12 \cdot d_n$, jedoch höchstens $20 \cdot d_n$ eingeschlagen.

(3) Für jeden Rohdrahtdurchmesser sind mindestens 20 Einzelversuche durchzuführen. Dabei beträgt der Winkel zwischen Schaft und Faserrichtung des Holzes 90° . Die Prüfung darf frühestens 24 Stunden nach dem Einschlagen der Klammern erfolgen.

(4) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Klammerdurchmesser der charakteristische Wert $f_{1,k}$ des Ausziehparameters zu berechnen. Wurden die Hölzer entsprechend Verfahren 2 nach DIN EN 28970 ausgewählt, ist die Höchstlast jedes Versuches vor der Ermittlung des charakteristischen Wertes mit dem Wert k_p nach Gleichung (E. 1) zu korrigieren.

(5) Als charakteristischer Wert gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.3.3.4 Fließmoment

(1) Das Fließmomentes ist nach DIN EN 409 zu ermitteln.

(2) Für jeden Klammerdurchmesser sind mindestens 10 Einzelversuche durchzuführen. Das Fließmoment ist das Biegemoment bei der Höchstlast, die ein Klammerschaft bei der Prüfung aufnehmen kann, oder das Biegemoment bei einer Verformung des Klammerschaftes von 45° , wobei jeweils der geringere Wert gilt.

(3) Aus den Versuchsergebnissen ist für jeden Klammerdurchmesser der charakteristische Wert des Fließmomentes in Nm zu berechnen. Als charakteristischer Wert gilt der 5%-Fraktilwert unter der Annahme einer Normalverteilung. Dieser darf nach Gleichung (E. 2) ermittelt werden.

19.3.4 Bewertung der Prüfergebnisse

19.3.4.1 Allgemeines

(1) Aufgrund der Prüfergebnisse der Eignungsprüfungen ist eine Bewertung der Prüfergebnisse vorzunehmen. Die Ergebnisse der Bewertung und der Einstufung sind in einem den jeweiligen bauaufsichtlichen Regelungen entsprechenden Bericht anzugeben.

19.3.4.2 Auszieh Widerstand bei Beanspruchung in Schafrichtung

(1) Der auf einen Klammerschaft bezogene charakteristische Wert des Ausziehparameters $f_{1,k}$ nach Abschnitt 19.3.3.3 muss mindestens den Wert $f_{1,k} = 40 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$ (mit ρ_k in kg/m^3 und $f_{1,k}$ in N/mm^2) erreichen.

19.3.4.3 Fließmoment

(1) Der charakteristische Wert des Fließmomentes des Klammerschaftes ist für jeden geprüften Durchmesser auf drei signifikante Stellen anzugeben. Er muss den Wert nach Abschnitt 12.7, Gleichung (222) mindestens erreichen.

20 Anhang F

(informativ) Flächen aus Schichten - Steifigkeitswerte und Spannungsberechnung

20.1 Allgemeines

(1) Für ebene Flächentragwerke mit einem Querschnittsaufbau aus Schichten werden Rechenregeln für Steifigkeitswerte angegeben. Mit diesen Steifigkeitswerten können Systemberechnungen mit EDV-Programmen durchgeführt oder Tabellenwerke verwendet werden. Bei großen Steifigkeitsunterschieden eignen sich Stabprogramme gut. Schnittgrößen und Verformungen sind das Ergebnis.

(2) Aus den Schnittgrößen werden für die einzelnen Schichten entsprechend der technischen Biegelehre Spannungen berechnet. Die Querdehnung wird dabei vernachlässigt.

(3) Der Querschnitt des Flächentragwerks aus n Schichten ist symmetrisch aufgebaut. Die Schichten sind zueinander parallel oder orthogonal ausgerichtet.

(4) Bestehen die Schichten aus nebeneinander liegenden Brettern, die an den Schmalseiten nicht miteinander verklebt sind, so ist der Elastizitätsmodul rechtwinklig zur Faserrichtung gleich Null zu setzen. Der Schubmodul für die Rollschubbeanspruchung ist nach Tabelle M. 5 anzunehmen.

(5) Für den Elastizitätsmodul, den Schubmodul und die Verbindungsmittelsteifigkeiten sind für den Nachweis der Tragsicherheit die durch den Sicherheitsbeiwert geteilten Mittelwerte zu verwenden.

$$E_i = \frac{E_{\text{mean}}}{\gamma_M}; \quad G_i = \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M}; \quad K = \frac{K_{u,\text{ser}}}{\gamma_M} \quad (\text{F. 1})$$

20.2 Flächen aus zusammengeklebten Schichten

20.2.1 Allgemeines

(1) Die Schichten des Flächentragwerks sind miteinander verklebt. Es besteht keine Nachgiebigkeit zwischen benachbarten Schichten (starrer Verbund).

(2) Die für die Plattenwirkung maßgebenden Steifigkeiten werden mit Biege- und Drillsteifigkeiten B bezeichnet. Sie setzen sich aus einem Steineranteil B_S und den Eigenbiegesteifigkeiten B_E der einzelnen Schichten zusammen. Die Schubsteifigkeiten für die Verformungen infolge der Querkräfte q_x und q_y in z -Richtung werden mit S bezeichnet.

(3) Die für die Scheibenwirkung maßgebenden Steifigkeiten werden mit D bezeichnet.

(4) Für die Bezeichnungen gilt Abschnitt 8.7, Bild 17. Für die Schicht i sind die entsprechenden Elastizitäts- und Schubmoduln sowie die Koordinate z_i einzusetzen.

(5) Grundlage ist die Technische Biegelehre mit Berücksichtigung der Schubverformung.

20.2.2 Plattenbeanspruchung

(1) Die Biegesteifigkeiten und die Drillsteifigkeit werden auf eine Breite 1 bezogen (Kraft-Länge²/Länge). z_i ist der Abstand der Mittelfläche der Schicht i von der Mittelfläche des Gesamtquerschnitts. Bei der Spannungsberechnung ist z der Abstand von der Mittelfläche des Gesamtquerschnitts. Für eine Schicht i gilt $z_i - d_i/2 \leq z \leq z_i + d_i/2$. Bei der Berechnung der Spannungen sind jeweils der zur Schicht i und zur Richtung gehörende Modul sowie die zur Richtung gehörende Steifigkeit einzusetzen. Für die Berechnung der Schubspannungen ist das gewichtete statische Moment $E \cdot S$ der mit dem Elastizitätsmodul multiplizierten Flächen notwendig.

(2) Biegung um die y -Achse (Biegemoment m_x), Biegesteifigkeit B_x und Biegespannung in x -Richtung:

$$B_x = B_{xS} + B_{xE} = \sum B_{xS,i} + \sum B_{xE,i} = \sum E_{x,i} \cdot d_i \cdot z_i^2 + \sum E_{x,i} \cdot \frac{d_i^3}{12} \quad (\text{F. 2})$$

$$\sigma_x = E_x \cdot \frac{m_x}{B_x} \cdot z \quad (\text{F. 3})$$

(3) Biegung um die x -Achse (Biegemoment m_y), Biegesteifigkeit B_y und Biegespannung in y -Richtung:

$$B_y = B_{yS} + B_{yE} = \sum B_{yS,j} + \sum B_{yE,j} = \sum E_{y,j} \cdot d_i \cdot z_i^2 + \sum E_{y,j} \cdot \frac{d_i^3}{12} \quad (\text{F. 4})$$

$$\sigma_y = E_y \cdot \frac{m_y}{B_y} \cdot z \quad (\text{F. 5})$$

(4) Verwindung der xy -Ebene (Drillmoment $m_{xy} = m_{yx}$), Drillsteifigkeit B_{xy} und Schubspannung $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ für auch an den Schmalseiten verklebte Brettlagen:

$$B_{xy} = B_{xyS} + B_{xyE} = \sum B_{xyS,j} + \sum B_{xyE,j} = \sum 2 \cdot G_{xy,j} \cdot d_i \cdot z_i^2 + \sum G_{xy,j} \cdot \frac{d_i^3}{6} \quad (\text{F. 6})$$

$$\tau_{xy} = G_{xy} \cdot \frac{m_{xy}}{B_{xy}} \cdot z \quad (\text{F. 7})$$

(5) Für an den Schmalseiten nicht verklebte Brettlagen ist die Drillsteifigkeit geringer. Näherungsweise darf sie zu Null gesetzt werden.

(6) Die Schubsteifigkeiten werden auf eine Breite 1 bezogen (Kraft/Länge). a ist der Schwerpunktabstand zwischen den Schichten 1 und n (siehe Bild 17).

(7) Schubverformung in der xz -Ebene (Querkraft q_x), Schubsteifigkeit S_{xz} und Schubspannung τ_{xz} :

$$\frac{1}{S_{xz}} = \frac{1}{a^2} \left(\frac{d_1}{2 \cdot G_{xz,1}} + \sum_{j=2}^{n-1} \frac{d_j}{2 \cdot G_{xz,j}} + \frac{d_n}{2 \cdot G_{xz,n}} \right) \quad (\text{F. 8})$$

$$\tau_{xz} = \frac{E \cdot S_x}{B_x} \cdot q_x \quad (\text{F. 9})$$

$$E \cdot S_x = \int_z^{d/2} E_x \cdot \bar{z} \cdot d\bar{z} \quad \text{mit } z < \bar{z} < d/2 \quad (\text{F. 10})$$

Für die Schubspannung in der Fuge $i/i+1$ gilt:

$$\tau_{xz,i/i+1} = \frac{E \cdot S_{x,i/i+1}}{B_x} \cdot q_x \quad (\text{F. 11})$$

$$E \cdot S_{x,i/i+1} = \sum_{j=i+1}^n E_{x,j} \cdot z_j \cdot d_j \quad (\text{F. 12})$$

(8) Schubverformung in der yz -Ebene (Querkraft q_y), Schubsteifigkeit S_{yz} und Schubspannung τ_{yz} :

$$\frac{1}{S_{yz}} = \frac{1}{a^2} \left(\frac{d_1}{2 \cdot G_{yz,1}} + \sum_{j=2}^{n-1} \frac{d_j}{2 \cdot G_{yz,j}} + \frac{d_n}{2 \cdot G_{yz,j}} \right) \quad (\text{F. 13})$$

$$\tau_{yz} = \frac{E \cdot S_y}{B_y} \cdot q_y \quad (\text{F. 14})$$

$$E \cdot S_y = \int_z^{d/2} E_y \cdot \bar{z} \cdot d\bar{z} \quad \text{mit } z < \bar{z} < d/2 \quad (\text{F. 15})$$

Für die Schubspannung in der Fuge $i/i+1$ gilt:

$$\tau_{yz,i/i+1} = \frac{E \cdot S_{y,i/i+1}}{B_y} \cdot q_y \quad (\text{F. 16})$$

$$E \cdot S_{y,i/i+1} = \sum_{j=i+1}^n E_{y,j} \cdot z_j \cdot d_j \quad (\text{F. 17})$$

20.2.3 Scheibenbeanspruchung

(1) Die Steifigkeiten werden auf eine Breite 1 bezogen (Kraft/Länge).

(2) Dehnung in x -Richtung (Normalkraft n_x), Dehnsteifigkeit D_x und Normalspannung in x -Richtung:

$$D_x = \sum E_{x,i} \cdot d_i \quad (\text{F. 18})$$

$$\sigma_{x,i} = E_{x,i} \cdot \frac{n_x}{D_x} \quad (\text{F. 19})$$

(3) Dehnung in y -Richtung (Normalkraft n_y), Dehnsteifigkeit D_y und Normalspannung in y -Richtung:

$$D_y = \sum E_{y,i} \cdot d_i \quad (\text{F. 20})$$

$$\sigma_{y,i} = E_{y,i} \cdot \frac{n_y}{D_y} \quad (\text{F. 21})$$

(4) Gleitung der xy -Ebene (Schubkraft n_{xy}), Schubsteifigkeit D_{xy} und Schubspannung $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ für auch an den Schmalseiten verklebte Brettlagen:

$$D_{xy} = \sum G_{xy,i} \cdot d_i \quad (\text{F. 22})$$

$$\tau_{xy,i} = G_{xy,i} \cdot \frac{n_{xy}}{D_{xy}} \quad (\text{F. 23})$$

(5) Gleitung der xy -Ebene (Schubkraft n_{xy}), Schubsteifigkeit D_{xy} und Schubspannung $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ für an den Schmalseiten nicht verklebte Brettlagen:

$$D_{xy} = \frac{1}{4} \cdot \sum G_{xy,i} \cdot d_i \quad (\text{F. 24})$$

$$\tau_{xy,i} = G_{xy,i} \cdot \frac{n_{xy}}{D_{xy}} \quad (\text{F. 25})$$

(6) Bei an den Schmalseiten nicht verklebten Brettlagen sind die Klebeflächen der Brettlagen analog zu 20.3.4 für ein Torsionsmoment M_φ zu bemessen.

$$M_\varphi = \frac{e_x \cdot e_y \cdot n_{xy}}{n-1} \quad (\text{F. 26})$$

Bezeichnungen siehe Bild F.3

20.3 Flächen aus nachgiebig miteinander verbundenen Schichten

20.3.1 Berechnungsmodell

(1) Die Schichten des Flächentragwerks sind nachgiebig miteinander verbunden. Die Nachgiebigkeit mechanischer Verbindungsmittel ist mit den in Anhang V angegebenen Verschiebungsmoduln zu bestimmen. Der Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittel ist mit den Abständen auf die Fläche 1 zu beziehen (Kraft/Länge³). Das Flächentragwerk wird nach Bild F. 1 zur Berechnung in drei Flächen A, B und C aufgeteilt. Die Flächen haben die gleichen Verformungen u , v und w . Den Flächen A B und C werden unterschiedliche Steifigkeiten zugeordnet. Die Fläche A berücksichtigt nur die Eigensteifigkeit der einzelnen Schichten, die Fläche B deren Zusammenwirken und die Fläche C die Scheibensteifigkeit:

Fläche A: Biegesteifigkeit, Drillsteifigkeit und Dehnsteifigkeit der einzelnen Schichten (Plattentragwirkung).

Fläche B: Steineranteile und Schubsteifigkeiten mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungen (Plattentragwirkung).

Fläche C: Dehn- und Schubsteifigkeiten (Scheibentragwirkung).

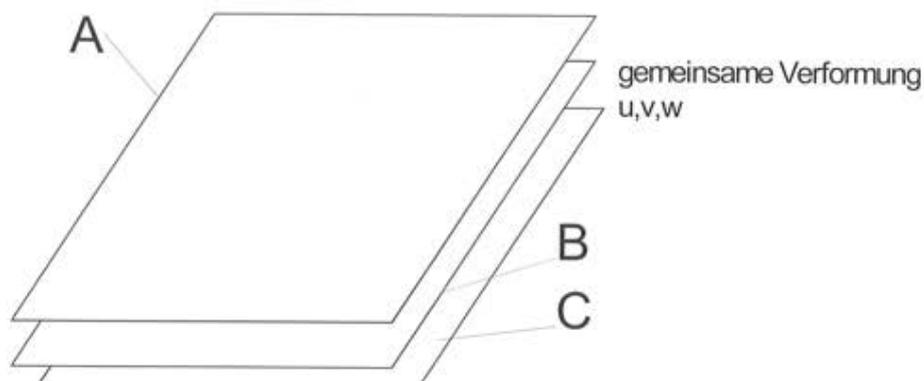


Bild F. 1: Aufteilung des Flächentragwerks in die Flächen A, B und C

Die Plattentragwirkung wird durch die Flächen A und B, die Scheibentragwirkung durch die Fläche C erfasst. Für die numerische Berechnung können die Flächen B und C zusammengefasst werden. Bei Berechnung als Stabwerk kann die Fläche C durch ein Gelenkstabwerk beschrieben werden.

Anmerkung:

Für aus zwei Schichten zusammengesetzte Träger oder Flächen stimmen die Differentialgleichungen des Trägers mit einem Querschnitt aus nachgiebig miteinander verbundenen Teilen und des Trägers mit Schubverformung und Eigenbiegesteifigkeit der Teile überein. Bei mehreren Schichten handelt es sich um eine Näherungslösung. Die Schwerpunktdehnungen der einzelnen Schichten werden dabei als über die Querschnittshöhe linear verlaufend angenommen.

Diese Berechnungsmethode eignet sich auch für Träger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen. Aus den Flächen A, B und C werden die Träger A, B und C mit gemeinsamer Verformung.

(2) Die Berechnung der verbundenen Flächen liefert Schnittgrößen der Fläche A, der Fläche B und der Fläche C.

(3) Aus den Schnittgrößen der Fläche A werden jeweils für die einzelnen Schichten die Biegespannungen und Schubspannungen berechnet.

(4) Aus den Schnittgrößen der Fläche B werden für die einzelnen Schichten die über die jeweilige Schichtdicke konstanten Normal- und Schubspannungen aus den Momenten sowie die Schubspannungen aus den Querkraften q_x und q_y berechnet.

(5) Aus den Schnittgrößen der Fläche C werden die Scheibenspannungen berechnet.

20.3.2 Steifigkeiten und Beanspruchungen der Fläche A

(1) Biegung um die y -Achse (Biegemoment m_{Ax}), Biegesteifigkeit B_{Ax} und Biegerandspannung der Schicht i in x -Richtung:

$$B_{Ax} = \sum E_{xj} \frac{d_i^3}{12} \quad (\text{F. 27})$$

$$\sigma_{xj} = \pm E_{xj} \cdot \frac{m_{Ax}}{B_{Ax}} \cdot \frac{d_i}{2} \quad (\text{F. 28})$$

(2) Biegung um die x -Achse (Biegemoment m_{Ay}), Biegesteifigkeit B_{Ay} und Biegerandspannung der Schicht i in y -Richtung:

$$B_{Ay} = \sum E_{yj} \frac{d_i^3}{12} \quad (\text{F. 29})$$

$$\sigma_{yj} = \pm E_{yj} \cdot \frac{m_{Ay}}{B_{Ay}} \cdot \frac{d_i}{2} \quad (\text{F. 30})$$

(3) Verwindung der xy -Ebene (Drillmoment $m_{Axy} = m_{Ayx}$), Drillsteifigkeit B_{Axy} und Schubspannung der Schicht i , $\tau_{xy,i} = \tau_{yx,i}$:

$$B_{Axy} = \sum G_{xy,i} \frac{d_i^3}{6} \quad (\text{F. 31})$$

$$\tau_{xy,i} = \pm G_{xy,i} \cdot \frac{m_{Axy}}{B_{Axy}} \cdot \frac{d_i}{2} \quad (\text{F. 32})$$

20.3.3 Steifigkeiten und Beanspruchungen der Fläche B

(1) Biegung um die y -Achse (Biegemoment m_{Bx}), Biegesteifigkeit B_{Bx} und Normalspannung aus Biegung in der Schicht i in x -Richtung:

$$B_{Bx} = \sum E_{x,i} \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (\text{F. 33})$$

$$\sigma_{x,i} = E_{x,i} \cdot \frac{m_{Bx}}{B_{Bx}} \cdot z_i \quad (\text{F. 34})$$

(2) Biegung um die x -Achse (Biegemoment m_{By}), Biegesteifigkeit B_{By} und Normalspannung aus Biegung in der Schicht i in y -Richtung:

$$B_{By} = \sum E_{y,i} \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (\text{F. 35})$$

$$\sigma_{y,i} = E_{y,i} \cdot \frac{m_{By}}{B_{By}} \cdot z_i \quad (\text{F. 36})$$

(3) Verwindung der xy -Ebene (Drillmoment $m_{Bxy} = m_{Byx}$), Drillsteifigkeit B_{Bxy} und Schubspannung in der Schicht i , $\tau_{xy,i} = \tau_{yx,i}$:

Durch die Nachgiebigkeit der Verbindung der einzelnen Schichten wird der Anteil der Drillsteifigkeit der einzelnen Schichten infolge des Abstandes der Schichten vom Drehpunkt („Steineranteil“) abgemindert. Näherungsweise darf die Drillsteifigkeit B_{Bxy} zu Null gesetzt werden. Damit werden auch die zugehörigen Drillmomente und Schubspannungen Null.

(4) Schubverformung und Verformung infolge der Nachgiebigkeit der Verbindung in der xz -Ebene (Querkraft q_{Bx}), Schubsteifigkeit S_{xz} und Schubspannung τ_{xz} :

$$\frac{1}{S_{xz}} = \frac{1}{a^2} \left(\sum_1^{n-1} \frac{1}{k_{xi}} + \frac{d_1}{2 \cdot G_{xz1}} + \sum_2^{n-1} \frac{d_i}{G_{xzi}} + \frac{d_n}{2 \cdot G_{xzn}} \right) \quad (\text{F. 37})$$

$$\tau_{xz} = \frac{q_{Bx}}{a} \quad (\text{F. 38})$$

(5) Schubverformung und Verformung infolge der Nachgiebigkeit der Verbindung in der yz -Ebene (Querkraft q_{By}), Schubsteifigkeit S_{yz} und Schubspannung τ_{yz} :

$$\frac{1}{S_{yz}} = \frac{1}{a^2} \left(\sum_1^{n-1} \frac{1}{k_{yi}} + \frac{d_1}{2 \cdot G_{yz1}} + \sum_2^{n-1} \frac{d_i}{G_{yzi}} + \frac{d_n}{2 \cdot G_{yzn}} \right) \quad (\text{F. 39})$$

$$\tau_{yz} = \frac{q_{By}}{a} \quad (\text{F. 40})$$

Anmerkung:

Zur Schubverformung der einzelnen Schichten kommt noch die Verformung infolge Nachgiebigkeit der Verbindungen zwischen den Schichten hinzu. Nach Bild F. 2 wird die Verschiebung u aus einem über die Höhe konstanten Schubfluss t ermittelt und daraus die Steifigkeit S berechnet.

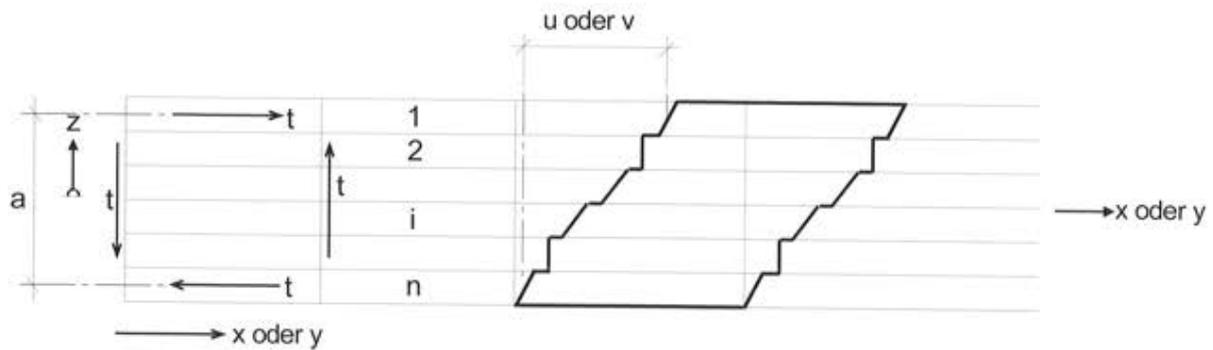


Bild F. 2: Ersatzsteifigkeit S (S_{xz} oder S_{yz}) für nachgiebigen Verbund (Näherung)

$$u = \frac{t \cdot a^2}{S} = t \cdot \left\{ \sum_1^{n-1} \frac{1}{k_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n} \right\} \quad (\text{F. 41})$$

$$\frac{1}{S} = \frac{1}{a^2} \cdot \left\{ \sum_1^{n-1} \frac{1}{k_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n} \right\} \quad (\text{F. 42})$$

Hierin bedeuten:

n Anzahl der Schichten,

k_i Verschiebungsmodul infolge Nachgiebigkeit der Verbindungen zwischen der Schicht i und $i + 1$, (Kraft/Länge³)

d_i Dicke,

G_i Schubmodul (G_{xz} bzw. G_{yz}).

Die berechnete Schubspannung ist über die Querschnittshöhe betrachtet ein Mittelwert. Eine der Änderung der Längskräfte in den Schichten entsprechende Verteilung liefert die Berechnung nach den Gleichungen (F. 11) oder (F. 16).

20.3.4 Steifigkeiten der Fläche C, Scheibenbeanspruchung

(1) Dehnung in x-Richtung (Längskraft n_{Cx}), Dehnsteifigkeit D_x und Normalspannung der Schicht i in x-Richtung:

$$D_x = \sum E_{x,i} \cdot d_i \quad (\text{F. 43})$$

$$\sigma_{x,i} = E_{x,i} \cdot \frac{n_x}{D_x} \quad (\text{F. 44})$$

(2) Dehnung in y-Richtung (Längskraft n_{Cy}), Dehnsteifigkeit D_y und Normalspannung der Schicht i in y-Richtung:

$$D_y = \sum E_{y,i} \cdot d_i \quad (\text{F. 45})$$

$$\sigma_{y,i} = E_{y,i} \cdot \frac{n_y}{D_y} \quad (\text{F. 46})$$

(3) Gleitung in xy-Ebene (Schubkraft n_{Cxy}), Schubsteifigkeit D_{xy} :

$$\frac{1}{D_{xy}} = \frac{e_x \cdot e_y}{\sum K_{\phi,i}} + \frac{e_x}{\sum (G_i \cdot d_{i,y}) \cdot b_x} + \frac{e_y}{\sum (G_i \cdot d_{i,x}) \cdot b_y} + \frac{e_x \cdot e_y^2}{E \cdot b_x^3 \cdot \sum d_{i,y}} + \frac{e_y \cdot e_x^2}{E \cdot b_y^3 \cdot \sum d_{i,x}} \quad (\text{F. 47})$$

Mit

$d_{i,x}$: Dicke der Bretter in x-Richtung, vergleiche Bild F. 3

b_x : Breite der Bretter in y-Richtung

$d_{i,y}$: Dicke der Bretter in y-Richtung, vergleiche Bild F. 3

b_y : Breite der Bretter in x-Richtung

$K_{\varphi,i}$: Drehfedersteifigkeit in einer Fuge

(4) Gleitung in xy -Ebene (Schubkraft n_{Cxy}), Schubsteifigkeit D_{xy} bei gleich dicken Brettlagen:

$$\frac{1}{D_{xy}} = \frac{e_x \cdot e_y}{\sum K_{\varphi,i}} + \frac{e_x}{G \cdot d \cdot b_x \left(\frac{n+1}{2}\right)} + \frac{e_y}{G \cdot d \cdot b_y \left(\frac{n-1}{2}\right)} + \frac{e_x \cdot e_y^2}{E \cdot b_x^3 \cdot d \cdot \left(\frac{n+1}{2}\right)} + \frac{e_y \cdot e_x^2}{E \cdot b_y^3 \cdot d \cdot \left(\frac{n-1}{2}\right)} \quad (\text{F. 48})$$

(5) Gleitung in xy -Ebene (Schubkraft n_{Cxy}), Schubsteifigkeit D_{xy} bei Brettlagen aus identischen Brettern und bei Vernachlässigung des Einflusses der Fugenbreite (Näherung, $d_{ix} = d_{iy} = d$; $e = e_x = e_y \approx b_x = b_y$):

$$\frac{1}{D_{xy}} = \frac{e^2}{\sum K_{\varphi,i}} + \frac{4 \cdot n}{n^2 - 1} \cdot \left(\frac{1}{E \cdot d} + \frac{1}{G \cdot d} \right) \quad (\text{F. 49})$$

(6) Die Verbindung in der Fuge ist für ein Moment M_{φ} zu bemessen.

$$M_{\varphi} = \frac{n_{Cxy} \cdot e_x \cdot e_y}{\sum K_{\varphi,i}} \cdot K_{\varphi,i} \quad (\text{F. 50})$$

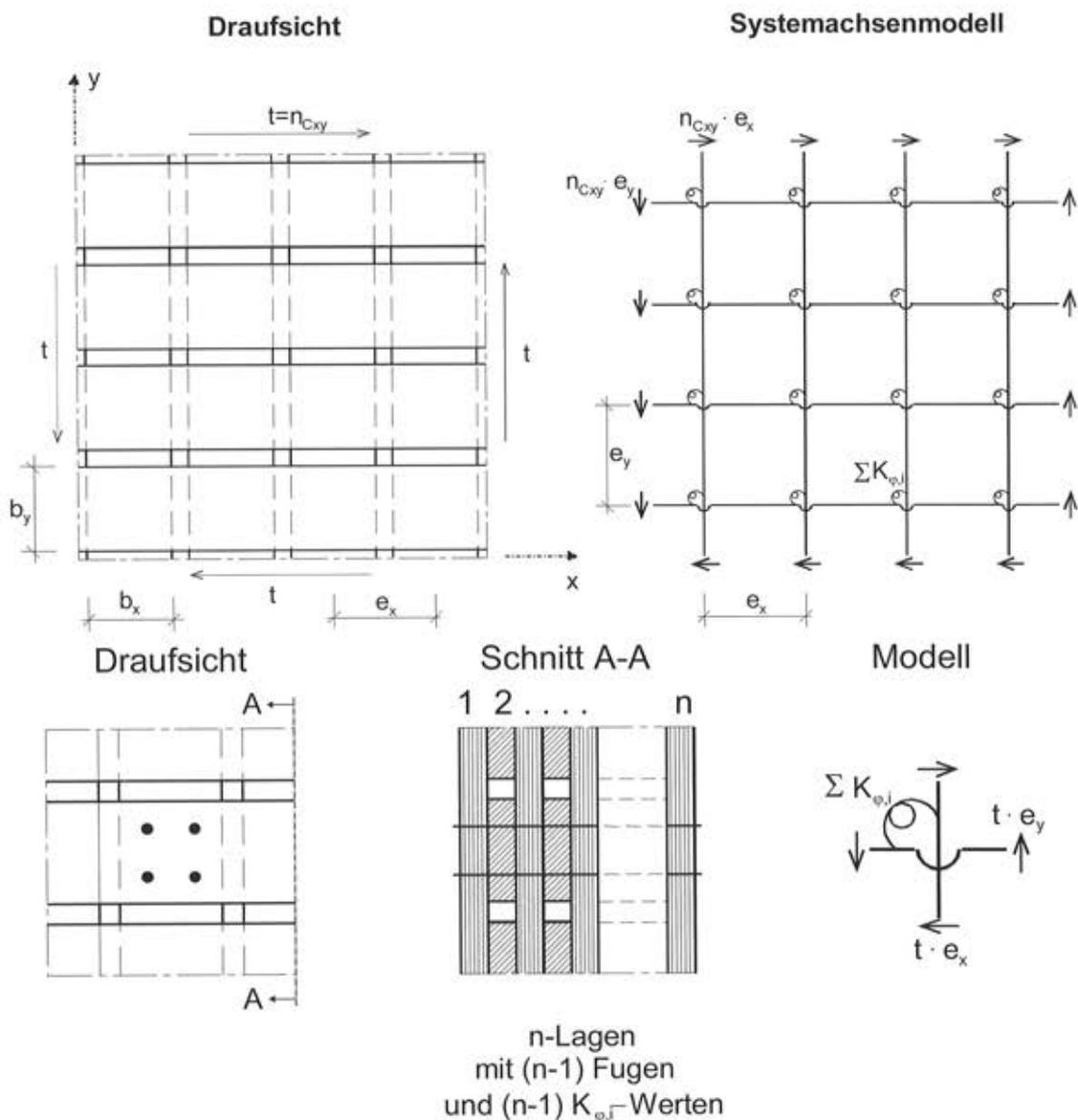


Bild F. 3: Ersatzschubsteifigkeit D_{xy} (Näherung)

21 Anhang K

(normativ) Knicklängenbeiwerte und Kippbeiwerte für Nachweise nach dem Ersatzstabverfahren

21.1 Allgemeines

(1) Zur Berechnung der Querschnitts- und Verbindungssteifigkeiten sind die Moduln nach Abschnitt 8.3.1 einzusetzen.

$$E_i = \frac{E_{\text{mean},i}}{\gamma_M}; G_i = \frac{G_{\text{mean},i}}{\gamma_M}; K = \frac{K_{u,\text{mean}}}{\gamma_M} \quad (\text{K. 1})$$

21.2 Knicklängenbeiwerte (Biegeknicken)

(1) Die Ersatzstablänge ℓ_{ef} wird mit dem Knicklängenbeiwert β nach Tabelle K. 1 berechnet:

$$\ell_{\text{ef}} = \beta \cdot s \quad \text{oder} \quad \ell_{\text{ef}} = \beta \cdot h \quad (\text{K. 2})$$

(2) Bei Berücksichtigung der Schubsteifigkeit S wird die Ersatzstablänge:

$$\ell_{\text{ef}} = \beta \cdot s \cdot \sqrt{1 + \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{(\beta \cdot s)^2 \cdot S}} \quad \text{oder} \quad \ell_{\text{ef}} = \beta \cdot h \cdot \sqrt{1 + \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{(\beta \cdot h)^2 \cdot S}} \quad (\text{K. 3})$$

Für den Rechteckquerschnitt ist:

$$S = G \cdot A / 1,2 \quad (\text{K. 4})$$

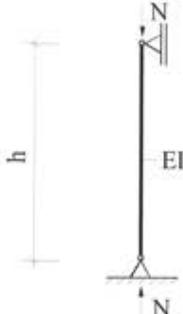
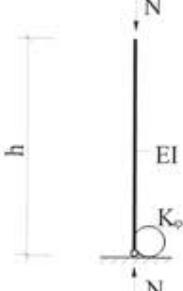
Für den I-Träger ist:

$$S = G_w \cdot b_w \cdot h_{w,\text{ef}} \quad (\text{K. 5})$$

Hierin bedeuten:

- G_w Schubmodul des Steges für Scheibenbeanspruchung
- b_w Gesamtbreite des Steges
- $h_{w,\text{ef}}$ wirksame Höhe des Steges (Schwerpunktsabstand der Gurte)

Tabelle K. 1: Knicklängenbeiwerte β für Stäbe

	1	2
	System	Knicklängenbeiwert
1		$\beta = 1$
2		$\beta = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{h \cdot K_\phi}}$ <p>K_ϕ: Federkonstante der elastischen Einspannung (Kraft · Länge / Winkel)</p>

3		$\beta = \sqrt{\left(4 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{h \cdot K_\phi}\right) \cdot (1 + \alpha)}$ <p>für die eingespannte Stütze</p> <p>mit: $\alpha = \frac{h}{N} \cdot \sum \frac{N_i}{h_i}$</p>
4		<p>für $0,15 \leq \frac{h}{l} \leq 0,5$ und $\ell_{ef} = \beta \cdot s$:</p> $\beta = 1,25$ <p>(für antimetrisches Knicken)</p>
5		<p>Stiel: $\ell_{ef} = \beta_S \cdot h$ ($\alpha \leq 15^\circ$)</p> $\beta_S = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_S}{h} \cdot \left(\frac{1}{K_\phi} + \frac{s}{3 \cdot E \cdot I_R}\right) + \frac{E \cdot I_S \cdot N_R \cdot s^2}{E \cdot I_R \cdot N_S \cdot h^2}}$ <p>Riegel: $\ell_{ef} = \beta_R \cdot s$ ($\alpha \leq 15^\circ$)</p> $\beta_R = \beta_S \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_R \cdot N_S}{E \cdot I_S \cdot N_R} \cdot \frac{h}{s}}$ <p>(für antimetrisches Knicken)</p>
6		<p>für $s_1 < 0,7 \cdot s$:</p> $\beta = 0,8$ <p>für $s_1 \geq 0,7 \cdot s$:</p> $\beta = 1,0$ <p>(für antimetrisches Knicken)</p>
7		<p>bei gelenkiger Lagerung ($K_\phi \approx 0$):</p> $\beta = 1,0$ <p>bei nachgiebiger Einspannung ($K_\phi \gg 0$):</p> $\beta = 0,8$

(3) Falls kein genauere Nachweis geführt wird, ist als Knicklänge der Gurtstäbe für das Knicken in Fachwerkebene die Länge der Systemlinien einzusetzen. Für Füllstäbe gilt Tabelle K. 1 Zeile 7, wobei für Anschlüsse mittels Versatz oder durch Dübel besonderer Bauart mit einem Bolzen oder nur durch Bolzen eine gelenkige Lagerung anzunehmen ist.

(4) Bei Gurtstäben ist für das Knicken aus der Fachwerkebene der Abstand der Queraussteifungen als Knicklänge einzusetzen, bei Füllstäben stets die Länge der Systemlinien.

(5) Dachlatten und Brettschalung dürfen ohne genauen Nachweis im Zusammenwirken mit einem Aussteifungsverband (z. B. Windrispe und Sparren) unter folgenden Bedingungen für Sparren und Gurte von Fachwerkbindern als in ihrer Ebene gegen Knicken aussteifend angenommen werden:

- Spannweite des auszusteifenden Bauteils ≤ 15 m,
- Abstand der Aussteifungsverbände ≤ 10 m,
- Breite der Sparren und Gurte $b \geq 40$ mm,
- Höhe der Sparren und Gurte $\leq 4 b$,
- Sparren- bzw. Binderabstand $\leq 1,25$ m,
- die Stöße der Latten und Bretter sind bei einer maximalen Stoßbreite von 1 m um mindestens 2 Binderabstände versetzt.

(6) Bei Fachwerkrahmen ist für das Knicken aus der Rahmenebene für die inneren gedrückten Stäbe der Rahmenstiele als Ersatzstablänge (Knicklänge) der Abstand zwischen dem Fußpunkt und der Unterkante der Dachhaut anzunehmen, wenn der innere Rahmeneckpunkt seitlich nicht gehalten ist. Dabei ist zusätzlich eine Seitenkraft von $1/100$ der größten im inneren Rahmeneckpunkt einlaufenden Stabkraft an dieser Stelle zu berücksichtigen.

(7) Bei Sparren von Kehlbalkenbindern ist für das Ausknicken aus der Systemebene als Ersatzstablänge (Knicklänge) der Abstand der Queraussteifungen maßgebend.

(8) Weitere Knicklängenbeiwerte β dürfen der Fachliteratur entnommen werden.

(9) Das Zusatzmoment in der elastischen Feder bei den Systemen 2, 3 und 5 darf wie folgt angenommen werden:

$$M = N \cdot \frac{h}{6} \cdot \left(\frac{1}{k_c} - 1 \right) \quad (\text{K. 6})$$

Hierin bedeuten:

h Querschnittshöhe des an die Feder angeschlossenen Stabes,

k_c Knickbeiwert nach Abschnitt 10.3.1, Gleichung (56) des an die Feder angeschlossenen Stabes.

Bei System 5 ist das Moment für den Stiel und den Riegel zu berechnen, das größere ist maßgebend.

21.3 Kippbeiwerte (Biegedrillknicken, Kippen)

(1) Die Ersatzstablänge ℓ_{ef} wird mit den Beiwerten a_1 und a_2 nach Tabelle K. 2 berechnet:

$$\ell_{ef} = \frac{\ell}{a_1 \cdot \left[1 - a_2 \frac{a_z}{\ell} \cdot \sqrt{\frac{B}{T}} \right]} \quad (\text{K. 7})$$

Hierin bedeuten:

ℓ Länge des Trägers,

$B = E \cdot I_z$ Biegesteifigkeit um die z-Achse (Rechteckquerschnitt: $B = \frac{E \cdot b^3 \cdot h}{12}$),

$T = G \cdot I_t$ Torsionssteifigkeit (Rechteckquerschnitt: $T \cong \frac{G \cdot b^3 \cdot h}{3}$),

a_z Abstand des Lastangriffes vom Schubmittelpunkt (siehe Bild K. 1).

(2) Beim gabelgelagerten Einfeldträger dürfen die Einflüsse einer Nachgiebigkeit K_G der Torsionseinspannung am Auflager, einer elastischen Bettung K_y gegen Verschieben und einer elastischen Bettung K_ϑ gegen Verdrehen durch Beiwerte α und β berücksichtigt werden:

$$\ell_{ef} = \frac{\ell}{a_1 \cdot \left[1 - a_2 \frac{a_z}{\ell} \cdot \sqrt{\frac{B}{T}} \right]} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \beta} \quad (\text{K. 8})$$

Hierin bedeuten:

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{3,5 \cdot T}{K_G \cdot \ell}}}; \quad \beta = \sqrt{\left(1 + \frac{K_y \cdot \ell^4}{B \cdot \pi^4} \right) \cdot \left(1 + \frac{(K_\vartheta + e^2 \cdot K_y) \cdot \ell^2}{T \cdot \pi^2} \right) + \frac{e \cdot K_y \cdot \ell^3}{\sqrt{B \cdot T} \cdot \pi^3}}$$

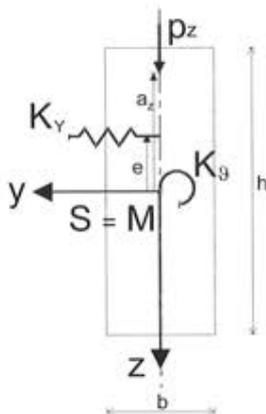


Bild K. 1: Bezeichnungen am Rechteckquerschnitt

Es bedeuten:

- M Schubmittelpunkt,
- S Schwerpunkt,
- K_ϑ elastische Bettung (Verdrehung) in N,
- K_y elastische Bettung (Verschiebung) in N/mm^2 ,
- K_G Drehfeder am Auflager in Nmm ,
- e Abstand Schubmittelpunkt/Bettung in mm,
- ϑ Verdrehung um die z-Achse,

(3) Das kritische Kippmoment $M_{y,crit}^0$ und die kritische Biegespannung $\sigma_{m,crit}$ dürfen berechnet werden zu:

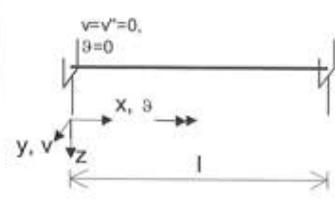
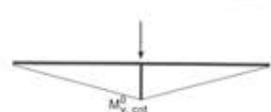
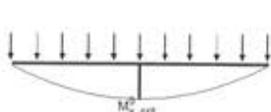
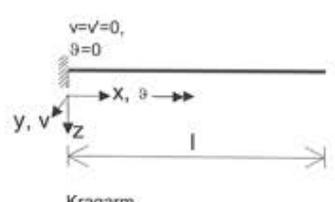
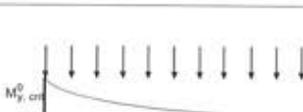
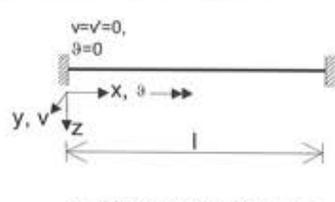
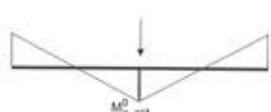
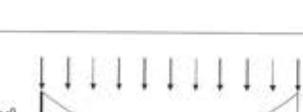
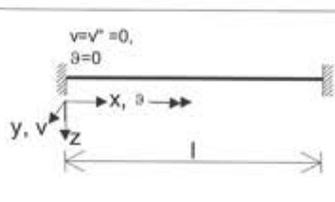
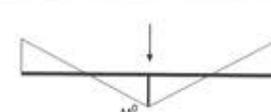
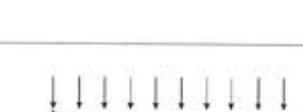
$$M_{y,crit}^0 = \frac{\pi}{\ell_{ef}} \cdot \sqrt{B \cdot T} \quad (\text{K. 9})$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}^0}{W_y} \quad (\text{K. 10})$$

Hierin bedeuten:

- B Biegesteifigkeit um die z-Achse mit $E_{0,05}$,
- T Torsionssteifigkeit mit G_{05} ,
- W_y Widerstandsmoment für die Druckspannung bei Biegung um die y-Achse.

Tabelle K. 2: Kippbeiwerte a_1 und a_2

		1	2		
	System	Momentenverlauf		a_1	a_2
1.1	 <p>$v=v'=0,$ $\vartheta=0$</p> <p>y, v x, ϑ z</p> <p>l</p> <p>gabelgelagerter Einfeldträger Draufsicht:</p>			1,77	0
1.2				1,35	1,74
1.3				1,13	1,44
1.4				1	0
2.1	 <p>$v=v'=0,$ $\vartheta=0$</p> <p>y, v x, ϑ z</p> <p>l</p> <p>Kragarm</p>			1,27	1,03
2.2				2,05	1,50
3.1	 <p>$v=v'=0,$ $\vartheta=0$</p> <p>y, v x, ϑ z</p> <p>l</p> <p>beidseitig eingespannter Träger Draufsicht:</p>			6,81	0,40
3.2				5,12	0,40
4.1	 <p>$v=v'=0,$ $\vartheta=0$</p> <p>y, v x, ϑ z</p> <p>l</p> <p>Mittelfeld, Durchlaufträger Draufsicht:</p>			1,70	1,60
4.2				1,30	1,60

(4) Dachlatten und Brettschalung dürfen ohne genauen Nachweis im Zusammenwirken mit einem Aussteifungsverband (z. B. Windrispe und Sparren) unter den Bedingungen entsprechend 21.2 (5) für Sparren und Gurte von Fachwerkbindern als gegen Kippen aussteifend angenommen werden.

22 Anhang M

(normativ) Materialeigenschaften

Tabelle M. 1: Rechenwerte für die Modifikationsbeiwerte k_{mod}

1	2	3			4	
		Nutzungsgruppe			Nutzungsgruppe	
1	Baustoff und Klasse der Lasteinwirkungsdauer	Nutzungsgruppe			Nutzungsgruppe	
2	Lasteinwirkungsdauer	1	2	3	1	2
3	Vollholz Brettschichtholz Balkenschichtholz Furnierschichtholz Brettsperrholz Baufurniersperrholz				Kunstharzgebundene Holzspanplatten Zementgebundene Holzspanplatten Holzfaserplatten (Typ HFH DIN 68754-1) (Typ HBH.LA2 DIN EN 622-2)	
4	ständig	0,60	0,60	0,50	ständig	0,30 0,20
5	lang	0,70	0,70	0,55	lang	0,45 0,30
6	mittel	0,80	0,80	0,65	mittel	0,65 0,45
7	kurz	0,90	0,90	0,70	kurz	0,85 0,60
8	sehr kurz	1,10	1,10	0,90	sehr kurz	1,10 0,80
9	OSB-Platten (Typen OSB/2 ¹⁾ , OSB/3 und OSB/4 DIN EN 300)				Holzfaserplatten ¹⁾ (Typ HFM DIN 68754-1) (Typ MBH.LA2 DIN EN 622-3) Gipskartonplatten (Typen GKB ¹⁾ , GKF ¹⁾ , GKBI und GKFI DIN 18180)	
10	ständig	0,40	0,30	-	ständig	0,20 0,15
11	lang	0,50	0,40	-	lang	0,40 0,30
12	mittel	0,70	0,55	-	mittel	0,60 0,45
13	kurz	0,90	0,70	-	kurz	0,80 0,60
14	sehr kurz	1,10	0,90	-	sehr kurz	1,10 0,80

¹⁾ nur Nutzungsgruppe 1

Tabelle M. 2: Rechenwerte für die Verformungsbeiwerte k_{def} für Holzbaustoffe und ihre Verbindungen bei ständiger Lasteinwirkung

1	2	3			4		
		Nutzungsgruppe			Nutzungsgruppe		
1	Baustoff	Nutzungsgruppe			Nutzungsgruppe		
2	Lasteinwirkungsdauer	1	2	3	1	2	3
2	Vollholz ¹⁾ Brettschichtholz Furnierschichtholz ²⁾ Balkenschichtholz Brettsperrholz	0,60	0,80	2,00	Kunstharzgebundene Holzspanplatten ⁴⁾ Zementgebundene Holzspanplatten Holzfaserplatten ⁴⁾ (Typ HFH DIN 68754-1) (Typ HBH.LA2 DIN EN 622-2)		
3	Baufurniersperrholz Furnierschichtholz ³⁾	0,80	1,00	2,50	Holzfaserplatten (Typ HFM DIN 68754 -1) (Typ MBH.LA2 DIN EN 622 -3) Gipskartonplatten		
4	OSB-Platten	1,50	2,25	-	2,25	3,00	4,00

¹⁾ die Werte für k_{def} für Vollholz, dessen Feuchte beim Einbau im Fasersättigungsbereich oder darüber liegt und im eingebauten Zustand austrocknen kann, sind um 1,0 zu erhöhen.

²⁾ mit allen Furnieren faserparallel.

³⁾ mit Quernurnieren.

⁴⁾ nicht in der Nutzungsklasse 3 zugelassen.

Tabelle M. 3: Gleichgewichtsfeuchten von Holzbaustoffen

	1	2	3	4
1	Nutzungsklasse	1	2	3
2	Holzfeuchte	5 bis 15% ¹⁾	10 bis 20% ²⁾	12 bis 24%
¹⁾ In den meisten Nadelhölzern wird in der Nutzungsklasse 1 eine mittlere Gleichgewichtsfeuchte von 12% nicht überschritten. ²⁾ In den meisten Nadelhölzern wird in der Nutzungsklasse 2 eine mittlere Gleichgewichtsfeuchte von 20% nicht überschritten.				

Tabelle M. 4: : Rechenwerte für das Schwind- und Quellmaß rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes bzw. in Plattenebene ¹⁾ ²⁾ bei unbehindertem Quellen und Schwinden

	1	2
	Baustoff	Schwind- und Quellmaß in % für Änderung der Holzfeuchte um 1 % unterhalb des Fasersättigungsbereiches
1	Fichte, Kiefer, Tanne, Lärche, Douglasie, Western Hemlock, Afzelia, Southern Pine, Eiche	0,24
2	Buche,	0,30
3	Teak, Yellow Cedar	0,20
4	Azobé (Bongossi)	0,36
5a	Baufurniersperrholz	0,02
5b	Brettsperrholz	0,02
6a	Furnierschichtholz ohne Quernurniere in Faserrichtung der Deckfurniere rechtwinklig zur Faserrichtung der Deckfurniere	0,01 0,32
6b	Furnierschichtholz mit Quernurnieren in Faserrichtung der Deckfurniere rechtwinklig zur Faserrichtung der Deckfurniere	0,01 0,03
7	Kunstharzgebundene Holzspanplatten und harte und mittelharte Holzfasernplatten	0,035
8	Zementgebundene Holzspanplatten	0,03
9a	OSB-Platten, Typ OSB/2 und OSB/3	0,03
9b	OSB-Platten, Typ OSB/4	0,015
¹⁾ Werte gelten für etwa gleichförmige Feuchteänderung über den Querschnitt. ²⁾ Für Hölzer nach Zeile 1 bis 4 gilt in Faserrichtung des Holzes ein Rechenwert von 0,01% / %.		

Tabelle M. 5: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits- Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Nadelholz der Festigkeitsklassen CD 16 bis CD 40
Vorzugsklassen sind unterlegt

	1	2	3	4	5	6
1	Festigkeitsklasse	CD 16	CD 24	CD 30	CD 35	CD 40
Festigkeitskennwerte in N/mm ²						
2	Biegung $f_{m,k}$ ¹⁾	16	24	30	35	40
3	Zug parallel $f_{t,0,k}$ ¹⁾	10	14	18	21	24
4	Zug rechtwinklig $f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
5	Druck parallel $f_{c,0,k}$	17	21	23	25	26
6	Druck rechtwinklig $f_{c,90,k}$	2,2	2,5	2,7	2,8	2,9
7	Schub und Torsion $f_{v,k}$	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
8	Rollschub $f_{R,k}$ ³⁾	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²						
Elastizitätsmodul						
9	parallel $E_{0,mean}$ ^{1) 2)}	8 000	11 000	12 000	13 000	14 000
10	rechtwinklig $E_{90,mean}$ ²⁾	270	370	400	430	470
11	Schubmodul G_{mean} ^{2) 3)}	500	690	750	810	880
Rohdichtekennwerte in kg/m ³						
12	Rohdichte ρ_k	310	350	380	400	420
¹⁾ Bei nur von Rinde und Bast befreitem Nadelrundholz dürfen in den Bereichen ohne Schwächung der Randzone um 20 % erhöhte Werte in Rechnung gestellt werden. ²⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{0,05} = 2/3 \cdot E_{0,mean}$ $E_{90,05} = 2/3 \cdot E_{90,mean}$ $G_{05} = 2/3 \cdot G_{mean}$. ³⁾ Der zur Rollschubbeanspruchung gehörende Schubmodul darf mit $G_{R,mean} = 0,10 \cdot G_{mean}$ angenommen werden.						

Tabelle M. 6: Zuordnung von Nadelholzarten und Sortierklassen nach DIN 4074-1 (2002) und DIN 4074-2 (1958) zu den Festigkeitsklassen CD 16 bis CD 40.

	1	2	3	4	5
1	Festigkeitsklasse	Sortierklasse ¹⁾²⁾³⁾ nach DIN 4074-1 bzw. DIN 4074-2	Holzart (Handelsname)	Herkunft	Botanische Bezeichnung nach DIN EN 1912, Tabelle 3
2	CD 16	S7/C16M III	Fichte Tanne Kiefer Lärche Douglasie	CNE - Europa ⁴⁾	22
3	CD 24	S10/C24M II		CNE - Europa ⁴⁾	1
4	CD 30	S13/C30M I		CNE - Europa ⁴⁾	47
5	CD 35	C35M		CNE - Europa ⁴⁾	15
6	CD 40	C40M		Deutschland	54
¹⁾ diese Zuordnung gilt für trocken sortiertes Holz (TS) ²⁾ vorwiegend hochkant biegebeanspruchte Bretter und Bohlen sind wie Kantholz zu sortieren und entsprechend zu kennzeichnen (k) ³⁾ grundsätzlich kann Nadelholz maschinell in jede gewünschte Festigkeitsklasse sortiert werden ⁴⁾ CNE – Europa ist eine Abkürzung für Mittel-, Nord- und Osteuropa.					

Tabelle M. 7 Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Laubschnittholz der Festigkeitsklassen DD 30 bis DD 40

	1	2	3	4
1	Festigkeitsklasse	DD 30	DD 35	DD 40
Festigkeitskennwerte in N/mm²				
2	Biegung $f_{m,k}$	30	35	40
3	Zug parallel $f_{t,0,k}$	18	21	24
4	Zug rechtwinklig $f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,5
5	Druck parallel $f_{c,0,k}$	23	25	26
6	Druck rechtwinklig $f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8
7	Schub und Torsion $f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8
Steifigkeitskennwerte in N/mm²				
	Elastizitätsmodul			
8	parallel $E_{0,mean}$ ¹⁾	10 000	10 000	11 000
9	rechtwinklig $E_{90,mean}$ ¹⁾	640	690	750
10	Schubmodul G_{mean} ¹⁾	600	650	700
Rohdichtekennwerte in kg/m³				
11	Rohdichte ρ_k	530	560	590
¹⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{0,05} = 5/6 \cdot E_{0,mean}$ $E_{90,05} = 5/6 \cdot E_{90,mean}$ $G_{05} = 5/6 \cdot G_{mean}$				

Tabelle M. 8: Zuordnung von Laubholzarten und Sortierklassen nach DIN 4074-5 (2002) zu den Festigkeitsklassen DD 30 bis DD 40

	1	2	3	4
1	Festigkeits- klasse	Sortierklasse ¹⁾²⁾³⁾ nach DIN 4074-5	Holzart Handelsname	Herkunft
2	DD 30	LS10	Eiche ⁴⁾	Europa
3	DD 35	LS10	Buche ⁵⁾	Europa
4	DD 40	LS13		

¹⁾ diese Zuordnung gilt für trocken sortiertes Holz (TS)
²⁾ vorwiegend hochkant biegebeanspruchte Bretter und Bohlen sind wie Kantholz zu sortieren und entsprechend zu kennzeichnen (k)
³⁾ grundsätzlich kann Laubholz maschinell in jede gewünschte Festigkeitsklasse sortiert werden
⁴⁾ in DIN EN 1912 derzeit nicht enthalten (Quercus robur L., Quercus petraea Liebl.)
⁵⁾ in DIN EN 1912 derzeit nicht enthalten (Fagus sylvatica L.)

Tabelle M. 9: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für homogenes (h) und kombiniertes (c) Brettschichtholz der Festigkeitsklassen BS 24 bis BS 36

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Festigkeitsklasse des Brettschichtholzes ¹⁾	BS 24h	BS 24c	BS 28h	BS 28c	BS 32h	BS 32c	BS 36h	BS 36c
Festigkeitskennwerte in N/mm ²									
2	Biegung $f_{m,k}$ ^{2) 3)}	24	24	28	28	32	32	36	36
3	Zug parallel $f_{t,0,k}$	16,5	14	19,5	16,5	22,5	19,5	26	22,5
4	Zug rechtwinklig $f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
5	Druck parallel $f_{c,0,k}$	24	21	26,5	24	29	26,5	31	29
6	Druck rechtwinklig $f_{c,90,k}$	2,7	2,7	3,0	3,0	3,3	3,3	3,6	3,6
7	Schub und Torsion $f_{v,k}$	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
8	Rollschub $f_{R,k}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²									
9	Elastizitätsmodul parallel $E_{0,mean}$ ⁴⁾	11 600	11600	12 600	12600	13700	13700	14700	14700
10	rechtwinklig $E_{90,mean}$ ⁴⁾	390	320	420	390	460	420	490	460
11	Schubmodul G_{mean} ^{4) 5)}	720	590	780	720	850	780	910	850
Rohdichtekennwerte in kg/m ³									
12	Rohdichte	380	350	410	380	430	410	450	430
¹⁾ Frühere Bezeichnungen: BS24 = BS11; BS28 = BS14; BS32 = BS16; BS36 = BS18. ²⁾ Bei Flachkant-Biegebeanspruchung der Lamellen darf der charakteristische Festigkeitswert mit dem Beiwert $k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,14}; 1, 1 \right\}$ multipliziert werden. ³⁾ Bei Hochkant-Biegebeanspruchung von homogenem Brettschichtholz aus mindestens vier nebeneinander liegenden Lamellen darf der charakteristische Festigkeitswert mit dem Systembeiwert $k_t = 1,2$ multipliziert werden. ⁴⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte $E_{0,05}$, $E_{90,05}$ und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{0,05} = 5/6 \cdot E_{0,mean}$ $E_{90,05} = 5/6 \cdot E_{90,mean}$ $G_{05} = 5/6 \cdot G_{mean}$ ⁵⁾ Der zur Rollschubbeanspruchung gehörende Schubmodul darf mit $G_{R,mean} = 0,10 \cdot G_{mean}$ angenommen werden.									

Tabelle M. 10: Zuordnung von homogenem und kombiniertem Brettschichtholz aus nach DIN 4074 sortierten Brettern zu den Festigkeitsklassen BS 24 bis BS 36

	1	2	3
1	Festigkeitsklasse des Brettschichtholzes	Festigkeitsklasse der äußeren/inneren Lamellen	
2		homogenes Brettschichtholz	kombiniertes Brettschichtholz
3	BS 24	CD 24 / CD 24	CD 24 / CD 16
4	BS 28	CD 30 / CD 30	CD 30 / CD 24
5	BS 32	CD 35 / CD 35	CD 35 / CD 30
6	BS 36	CD 40 / CD 40	CD 40 / CD 35

Tabelle M. 11: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Baufurniersperrholz nach DIN 68705-3

	1	2	3
1	Beanspruchung	parallel zur Faserrichtung der Deckfurniere	rechtwinklig zur Faserrichtung der Deckfurniere
Festigkeitskennwerte in N/mm ²			
Plattenbeanspruchung			
2	Biegung $f_{m,k}$	32	12
3	Schub $f_{v,k}$	2,5	2,5
Scheibenbeanspruchung			
4	Biegung $f_{m,k}$	22	14
5	Zug $f_{t,k}$	18	9
6	Druck $f_{c,k}$	18	9
7	Schub $f_{v,k}$	8 (5) ¹⁾	
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²			
Plattenbeanspruchung			
8	Elastizitätsmodul E_{mean} ²⁾	5500 (8000) ¹⁾	1500 (400) ¹⁾
9	Schubmodul G_{mean} ²⁾	250	250
Scheibenbeanspruchung			
10	Elastizitätsmodul E_{mean} ²⁾	4500	2500 (1000) ¹⁾
11	Schubmodul G_{mean} ²⁾	500	
Rohdichtekennwerte in kg/m ³			
12	Rohdichte ρ_k	400	
¹⁾ Die Werte in Klammern () gelten für Baufurniersperrholz mit nur drei Lagen. ²⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$.			

Tabelle M. 12: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Baufurniersperrholz nach DIN 68705-5 ¹⁾

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Beanspruchung	parallel zur Faserrichtung der Deckfurniere					rechtwinklig zur Faserrichtung der Deckfurniere				
2	Klasse	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Festigkeitskennwerte in N/mm ²											
Plattenbeanspruchung											
3	Biegung $f_{m,k}$	40	45	51	58	66	38	33	27	18	11
4	Schub $f_{v,k}$	3,5					3,5				
Scheibenbeanspruchung											
5	Biegung $f_{m,k}$	29	36	36	43	36	31	29	24	20	24
6	Zug $f_{t,k}$	29	36	36	43	36	31	29	24	20	24
7	Druck $f_{c,k}$	21	26	26	31	26	22	21	17	14	17
8	Schub $f_{v,k}$	11 (8) ²⁾									
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²											
Plattenbeanspruchung											
9	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{3)}$	5900	6600	7400	8700	9600	4000	3800	2850	1500	650
10	Schubmodul $G_{mean}^{3)}$	400					400				
Scheibenbeanspruchung											
11	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{3)}$	4400	5500	5500	6600	5500	4700	4400	3650	3000	3700
12	Schubmodul $G_{mean}^{3)}$	700									
Rohdichte in kg/m ³											
13	Rohdichte ρ_k	600									
<p>¹⁾ Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeitskennwerte (5%-Quantile) und Steifigkeitskennwerte (50%-Quantile) von beliebig aufgebautem Baufurniersperrholz aus Buche nach DIN 68705-5 dürfen für Beanspruchungen auf Biegung, Zug und Druck auch nach Beiblatt 1 zu DIN 68705-5 mit den dort angegebenen Aufbaufaktoren (Abschnitt 1) und Berechnungsformeln (Tabelle 1) bestimmt werden. Anstelle der dort aufgeführten Mindestbasiswerte (Abschnitt 2 und Tabelle 1) sind dabei jedoch folgende Werte zu verwenden:</p> <p>für die Biege- und die Zugfestigkeit: 77 N/mm²,</p> <p>für die Druckfestigkeit: 58 N/mm²,</p> <p>für den Elastizitätsmodul (Biegung, Druck und Zug): 11000 N/mm².</p> <p>²⁾ Die Werte in Klammern () gelten für Baufurniersperrholz mit nur drei Lagen.</p> <p>³⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte:</p> <p>$E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$.</p>											

Tabelle M. 13: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für OSB-Platten der Plattentypen OSB/2 und OSB/3 nach DIN EN 300

	1	2	3	4	5	6	7
1	Beanspruchung	parallel zur Spanrichtung der Deckschicht			rechtwinklig zur Spanrichtung der Deckschicht		
2	Nennstärke der Platten in mm	8 bis 10	>10 bis 18	>18 bis 25	8 bis 10	>10 bis 18	>18 bis 25
Festigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
3	Biegung $f_{m,k}$	15,0	13,0	12,0	7,5	6,5	6,0
4	Schub $f_{v,k}$	1,6			0,8		
Scheibenbeanspruchung							
5	Biegung $f_{m,k}$	11,4	10,0	8,4	5,7	5,0	4,2
6	Zug $f_{t,k}$	10,0	9,0	8,0	5,0	4,5	4,0
7	Druck $f_{c,k}$	12,0	11,0	10,0	6,0	5,5	5,0
8	Schub $f_{v,k}$	7,2					
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
9	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	3750	3300	2800	1850	1650	1400
10	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	200			100		
Scheibenbeanspruchung							
11	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	2200	2000	1700	1100	1000	850
12	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	1100	1000	850	1100	1000	850
Rohdichtekennwerte in kg/m ³							
13	Rohdichte ρ_k	640	600	600	640	600	600
¹⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$.							

Tabelle M. 14: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für OSB-Platten des Plattentyps OSB/4 nach DIN EN 300

	1	2	3	4	5	6	7
1	Beanspruchung	parallel zur Spanrichtung der Deckschicht			rechtwinklig zur Spanrichtung der Deckschicht		
2	Nennstärke der Platten in mm	8 bis 10	>10 bis 18	>18 bis 25	8 bis 10	>10 bis 18	>18 bis 25
Festigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
3	Biegung $f_{m,k}$	18,7	16,6	14,6	9,4	8,3	7,3
4	Schub $f_{v,k}$	2,0			1,0		
Scheibenbeanspruchung							
5	Biegung $f_{m,k}$	14,4	12,6	10,6	7,2	6,3	5,3
6	Zug $f_{t,k}$	12,6	11,4	10,0	6,3	5,7	5,0
7	Druck $f_{c,k}$	15,0	13,8	12,6	7,5	6,9	6,3
8	Schub $f_{v,k}$	9,0					
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
9	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	4700	4200	3500	2350	2100	1750
10	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	250			125		
Scheibenbeanspruchung							
11	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	2760	2500	2100	1380	1250	1050
12	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	1400	1260	1100	1400	1260	1100
Rohdichte in kg/m ³							
13	Rohdichte ρ_k	800	750	700	800	750	700
¹⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$.							

Tabelle M. 15: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für kunstharzgebundene Holzspanplatten nach DIN 68763

	1	2	3	4	5	6	7
1	Nennstärke der Platten in mm	≤ 13	> 13 bis 20	> 20 bis 25	> 25 bis 32	> 32 bis 40	> 40 bis 50
Festigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
2	Biegung $f_{m,k}$	15,0	13,3	11,7	10,0	8,3	6,7
3	Schub $f_{v,k}$	1,6			1,2		
Scheibenbeanspruchung							
4	Biegung $f_{m,k}$	11,4	10,0	8,4	7,0	6,0	5,0
5	Zug $f_{t,k}$	10,0	9,0	8,0	7,0	6,0	5,0
6	Druck $f_{c,k}$	12,0	11,0	10,0	9,0	8,0	7,0
7	Schub $f_{v,k}$	7,2			4,8		
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
8	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	3750	3300	2800	2550	1900	1400
9	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	200			100		
Scheibenbeanspruchung							
10	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	2200	2000	1700	1400	1100	900
11	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	1100	1000	850	700	550	450
Rohdichtekennwerte in kg/m ³							
12	Rohdichte ρ_k	650	600	550		500	
¹⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$.							

Tabelle M. 16: Rechenwerte für die charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für zementgebundene Holzspanplatten nach DIN EN 634

	1	2
1	Nennstärke der Platten in mm	alle Dicken von 8 bis 30 mm
Festigkeitskennwerte in N/mm ²		
Plattenbeanspruchung		
2	Biegung $f_{m,k}$	9
3	Schub $f_{v,k}$	2
Scheibenbeanspruchung		
4	Biegung $f_{m,k}$	8
5	Zug $f_{t,k}$	2,5
6	Druck $f_{c,k}$	11,5
7	Schub $f_{v,k}$	6,5
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²		
Plattenbeanspruchung		
8	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	4500
Scheibenbeanspruchung		
9	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	4500
10	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	1500
Rohdichtekennwerte in kg/m ³		
11	Rohdichte ρ_k	1000
¹⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$		

Tabelle M. 17: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte für Holzfaserverplatten nach DIN 68754-1

	1	2	3	4
1	Plattentyp	Typ HFH (harte Platten)		Typ HFM (mittelharte Platten)
2	Nennstärke der Platten in mm	4	> 4	5 bis 16
Festigkeitskennwerte in N/mm ²				
Plattenbeanspruchung				
3	Biegung $f_{m,k}$	33	25	10
4	Schub $f_{v,k}$	2	2	1,5
Scheibenbeanspruchung				
5	Biegung $f_{m,k}$	22	16	8
6	Zug $f_{t,k}$	20	16	8
7	Druck $f_{c,k}$	20	16	8
8	Schub $f_{v,k}$	7,5	7,5	4
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²				
Plattenbeanspruchung				
9	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	4700	4100	1750
10	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	200	200	100
Scheibenbeanspruchung				
11	Elastizitätsmodul $E_{mean}^{1)}$	2500	2000	1000
12	Schubmodul $G_{mean}^{1)}$	1250	1000	500
¹⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$.				

Tabelle M. 18: Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Gipskartonplatten nach DIN 18180

	1	2	3	4	5	6	7
1	Beanspruchung	parallel zur Herstellrichtung			rechtwinklig zur Herstellrichtung		
2	Nennstärke der Platten in mm	12,5	15,0	18,0	12,5	15,0	18,0
Festigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
3	Biegung $f_{m,k}$	6,5	5,4	4,2	2,0	1,8	1,5
4	Druck $f_{c,k}$	3,5 (5,5) ²⁾					
Scheibenbeanspruchung							
5	Biegung $f_{m,k}$	4,0	3,8	3,6	2,0	1,7	1,4
6	Zug $f_{t,k}$	1,7	1,4	1,1	0,7		
7	Druck $f_{c,k}$	3,5 (5,5) ²⁾			4,2 (4,8) ²⁾		
8	Schub $f_{v,k}$	1,0					
Steifigkeitskennwerte in N/mm ²							
Plattenbeanspruchung							
9	Elastizitätsmodul $E_{mean}^1)$	2800			2200		
Scheibenbeanspruchung							
11	Elastizitätsmodul $E_{mean}^1)$	1200			1000		
12	Schubmodul $G_{mean}^1)$	700					
Rohdichtekennwerte in kg/m ³							
13	Rohdichte ρ_k	680 (800) ²⁾					
¹⁾ Für die charakteristischen Steifigkeitskennwerte E_{05} und G_{05} gelten die Rechenwerte: $E_{05} = 0,9 \cdot E_{mean}$ und $G_{05} = 0,9 \cdot G_{mean}$							
²⁾ Werte in Klammern gelten für GKF und GKFI-Platten							

Tabelle M. 19: Verhältnisse der mittleren Steifigkeitswerte von Flächen aus Nadelholzlamellen

	1	2	3	4
1	Lamellen	E_y / E_x	$G_{yz} / E_x - G_{xy} / E_x$	G_{yz} / G_{xz}
2	genagelt	0	0,02	0,1
	vorgespannt			
3	sägerau	0,015	0,03	0,1
4	gehobelt	0,02	0,04	0,1
5	geklebt	0,03	0,06	0,1

Tabelle M. 20: Rechenwerte für charakteristische Festigkeitskennwerte in N/mm^2 für Klebfugen bei Verstärkungen ¹⁾

1	2	3		
		Wirksame Einkleblänge ℓ_{ad} des Stahlstabes		
1		≤ 250 mm	250 mm $< \ell_{ad} \leq 500$ mm	500 mm $< \ell_{ad} \leq 1000$ mm
2	$f_{k1,k}$ Klebfuge zwischen Stahlstab und Bohrlochwandung	4,0	$5,25 - 0,005 \ell_{ad}$	$3,5 - 0,0015 \ell_{ad}$
3	$f_{k2,k}$ Klebfuge zwischen Trägeroberfläche und Verstärkungsplatte	0,75		
4	$f_{k3,k}$ Klebfuge zwischen Trägeroberfläche und Verstärkungsplatte bei gleichmäßiger Einleitung der Schubspannung	1,50		
¹⁾ Die Angaben der Tabelle dürfen nur angewendet werden, wenn die Eignung des Klebersystems nachgewiesen ist.				

23 Anhang V

(normativ) Angaben für Verbindungsmittel und Verbindungen

23.1 Verschiebungsmoduln für stiftförmige metallische Verbindungsmittel und Dübel besonderer Bauart

Tabelle V. 1: Rechenwerte (Mittelwerte) für die Verschiebungsmoduln K_{ser} in N/mm je Scherfuge stiftförmiger Verbindungsmittel und je Dübel besonderer Bauart

	1	2
1	Verbindungsmittel	Verbindung Holz-Holz, Holz-Holzwerkstoff, Stahl-Holz
2	Stabdübel, Passbolzen, Bolzen und Gewindestangen ¹⁾	$\frac{\rho_k^{1,5}}{20} \cdot d$
3	Nägel und Holzschrauben in vorgebohrten Löchern	$\frac{\rho_k^{1,5}}{20} \cdot d$
4	Nägel und Holzschrauben in nicht vorgebohrten Löchern	$\frac{\rho_k^{1,5}}{25} \cdot d^{0,8}$
5	Klammern	$\frac{\rho_k^{1,5}}{60} \cdot d^{0,8}$
6	Ringdübel Typ A1 und Scheibendübel Typ B1	$0,6 \cdot d_c \cdot \rho_k$
7	Scheibendübel mit Zähnen Typ C1 bis C5	$0,3 \cdot d_c \cdot \rho_k$
8	Scheibendübel mit Dornen Typ C10, C11	$0,45 \cdot d_c \cdot \rho_k$

¹⁾ Bei mit Übermaß gebohrten Löchern im Holz ist bei Bolzen- und Gewindestangen (nicht bei eingeklebten Gewindestangen und Passbolzen) mit einem zusätzlichen Schlupf von 1 mm zu rechnen. Daher ist zu den mit Hilfe des Verschiebungsmoduls ermittelten rechnerischen Verschiebungen jeweils ein Anteil von 1 mm hinzuzurechnen.

ρ_k charakteristische Rohdichte der miteinander verbundenen Teile in kg/m^3 ,

$\rho_k = \sqrt{\rho_{k,1} \cdot \rho_{k,2}}$ bei unterschiedlichen Werten $\rho_{k,1}$ und $\rho_{k,2}$ der charakteristischen Rohdichte der beiden miteinander verbundenen Teile,

$\rho_k = \rho_{k,\text{Holz}}$ bei Stahl-Holz-Verbindungen und bei Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen

d Stiftdurchmesser in mm,

d_c Dübeldurchmesser in mm; bei Dübeltyp C3 und C4 ist $d_c = \sqrt{a_1 \cdot a_2}$.

23.2 Genauere Nachweisverfahren zur Ermittlung der Rechenwerte der charakteristischen Tragfähigkeit auf Abscheren von Verbindungen mit stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln

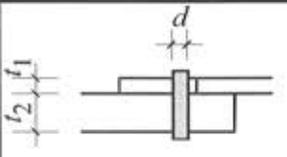
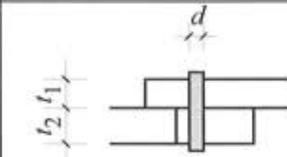
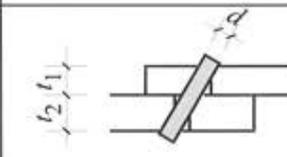
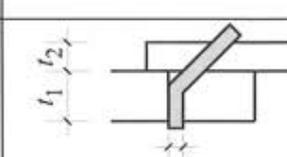
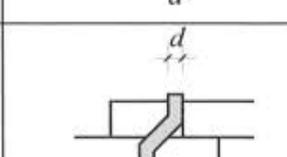
23.2.1 Allgemeines

(1) Dieser Abschnitt enthält genauere Nachweisverfahren für die Ermittlung der Rechenwerte von charakteristischen Tragfähigkeiten R_k pro Scherfuge und Verbindungsmittel (siehe Abschnitt 12.2.1 (2)). Diese Werte dürfen anstelle der Werte nach Abschnitt 12.2 in Rechnung gestellt werden.

(2) Zur Berechnung der Bemessungswerte aus den charakteristischen Werten der Tragfähigkeit sind der jeweilige Modifikationsbeiwert k_{mod} und der dem jeweiligen Versagensfall entsprechende Teilsicherheitsbeiwert γ_M zu berücksichtigen.

23.2.2 Einschnittige Verbindungen von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen

Tabelle V. 2: Charakteristische Werte R_k pro Scherfuge von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen (der kleinste Wert ist maßgebend)

$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 1)	
$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d \cdot \beta$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 2)	
$R_k = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left\{ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right\}$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 3)	
$R_k = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right]$ $\gamma_M = 1,2$	(V. 4)	
$R_k = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right]$ $\gamma_M = 1,2$	(V. 5)	
$R_k = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$ $\gamma_M = 1,1$	(V. 6)	

23.2.3 Zweischnittige Verbindungen von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen

Tabelle V. 3: Charakteristische Werte R_k pro Scherfuge von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen (der kleinste Wert ist maßgebend)

$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 7)	
$R_k = 0,5 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d \cdot \beta$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 8)	
$R_k = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right]$ $\gamma_M = 1,2$	(V. 9)	
$R_k = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$ $\gamma_M = 1,1$	(V. 10)	

23.2.4 Einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindungen

Tabelle V. 4: Charakteristische Werte R_k für Blechdicke $t \leq 0,5 \cdot d$ (der kleinere Wert ist maßgebend)

$R_k = (\sqrt{2} - 1) \cdot f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 11)	
$R_k = \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$ $\gamma_M = 1,1$	(V. 12)	

**Tabelle V. 5: Charakteristische Werte R_k für Blechdicke $t \geq d$
(der kleinste Wert ist maßgebend)**

$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 13)	
$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right]$ $\gamma_M = 1,2$	(V. 14)	
$R_k = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$ $\gamma_M = 1,1$	(V. 15)	

Für $0,5 \cdot d < t < d$ darf geradlinig zwischen den Werten aus Tabelle V. 4 und Tabelle V. 5 interpoliert werden. Dabei sind die γ_M -Werte der Tabelle V. 4 zugrunde zu legen.

23.2.5 Zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindungen

**Tabelle V. 6: Charakteristische Werte R_k pro Scherfuge für Mittelteil aus Stahlblech
(der kleinste Wert ist maßgebend)**

$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 16)	
$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right]$ $\gamma_M = 1,2$	(V. 17)	
$R_k = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$ $\gamma_M = 1,1$	(V. 18)	

Tabelle V. 7: Charakteristischer Wert R_k pro Scherfuge für Seitenteile aus dünnem Stahlblech ($t \leq 0,5 \cdot d$) (der kleinere Wert ist maßgebend)

$R_k = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 19)	
$R_k = \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,2,k} \cdot d}$ $\gamma_M = 1,1$	(V. 20)	

Tabelle V. 8: Charakteristische Werte R_k pro Scherfuge für Seitenteile aus dickem Stahlblech ($t \geq d$) (der kleinere Wert ist maßgebend)

$R_k = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$ $\gamma_M = 1,3$	(V. 21)	
$R_k = \sqrt{2} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,2,k} \cdot d}$ $\gamma_M = 1,1$	(V. 22)	

Für $0,5 \cdot d < t < d$ darf geradlinig zwischen den Werten aus Tabelle V. 7 und Tabelle V. 8 interpoliert werden. Dabei sind die γ_M -Werte der Tabelle V. 7 zugrunde zu legen.

23.3 Kenngrößen für stiftförmige metallische Verbindungsmittel

23.3.1 Stabdübel

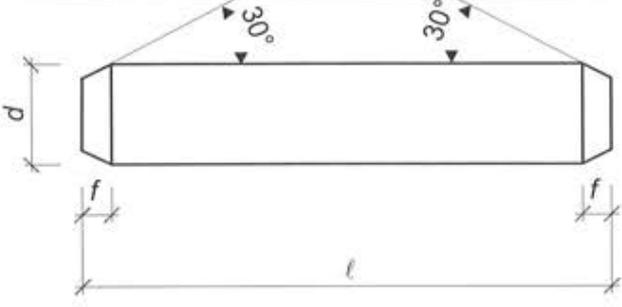
(3) Stabdübel sollen aus Stahl S 235, S 275 oder S 355 nach DIN EN 10025 bestehen. Tabelle V. 9 enthält charakteristische Festigkeitskennwerte.

Tabelle V. 9: Charakteristische Festigkeitskennwerte für Stabdübel

	1	2
1	Stahlsorte nach DIN EN 10025	charakteristische Festigkeit $f_{u,k}$ N/mm ²
2	S 235	360
3	S 275	430
4	S 355	510

(4) Vorzugsmaße für Stabdübel sind in Tabelle V. 10 angegeben. Längen sind zu je 5 mm gestuft möglich.

Tabelle V. 10: Vorzugsmaße für Stabdübel



	1	2
1	Durchmesser d (mm)	Abfasung f (mm)
2	6	1
3	8	1
4	10	1,5
5	12	2
6	16	2,5
7	20	3
8	24	3,5

23.3.2 Bolzen und Passbolzen

(1) Bolzen und Passbolzen sollen aus Stahl mindestens der Festigkeitsklasse 3.6 nach DIN EN 20898-1 bestehen. Die charakteristischen Festigkeitskennwerte $f_{u,k}$ und $f_{y,k}$ sind in Tabelle V. 11 angegeben.

Tabelle V. 11: Charakteristische Festigkeitskennwerte für Bolzen und Passbolzen

	1	2	3
1	Festigkeitsklasse nach DIN EN 20898-1	Charakteristische Festigkeit $f_{u,k}$ [N/mm ²]	Charakteristische Fließgrenze $f_{y,k}$ [N/mm ²]
2	3.6	300	180
3	4.6 bzw. 4.8	400	240 bzw. 320
4	5.6 bzw. 5.8	500	300 bzw. 400
5	8.8	800	640

23.3.3 Gewindestangen

(1) Gewindestangen im Sinne dieser Norm sind Gewindebolzen nach DIN 976-1. Die charakteristischen Festigkeitskennwerte $f_{u,k}$ und $f_{y,k}$ sind in Tabelle V. 12 angegeben.

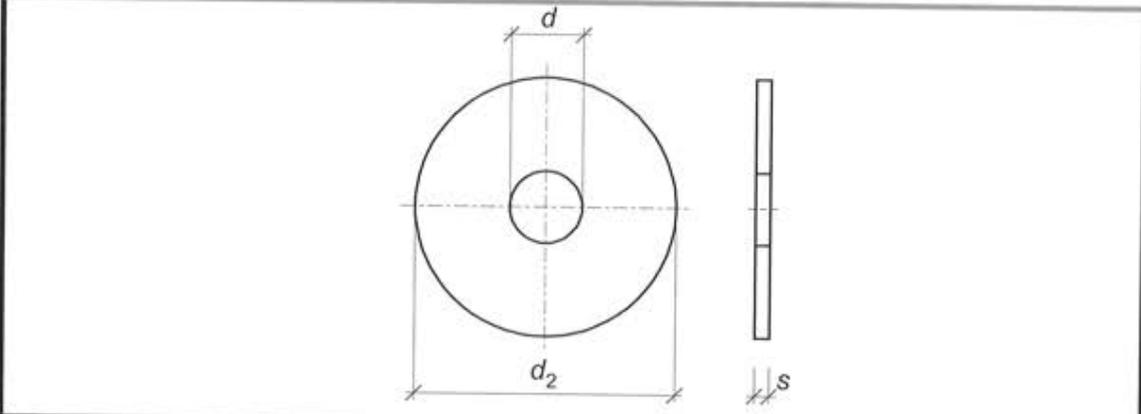
Tabelle V. 12: Charakteristische Festigkeitskennwerte für Gewindestangen

	1	2	3
1	Festigkeitsklasse nach DIN EN 20898-1	Charakteristische Festigkeit $f_{u,k}$ N/mm ²	Charakteristische Fließgrenze $f_{y,k}$ N/mm ²
2	4.8	400	320
3	5.8	500	400
4	8.8	800	640

23.3.4 Scheiben

(1) Vorzugsmaße für Scheiben aus Stahl für die Verwendung als Unterlegscheiben in Bolzen- und Passbolzenverbindungen sind in Tabelle V. 13 angegeben.

Tabelle V. 13: Vorzugsmaße für Scheiben für Bolzen und Passbolzen



	1	2	3	4
1	Innendurchmesser d mm	Außendurchmesser d_2 mm	Scheibendicke s mm	zu verwenden für Schraubenbolzen
2	14	58	6	M12
3	18	68	6	M16
4	22	80	8	M20
5	25	92	8	M22
6	27	105	8	M24

23.4 Anforderungen an Dübel besonderer Bauart

23.4.1 Allgemeines

(1) Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart sind nach Abschnitt 13.3 zu bemessen. Dabei wird unterschieden nach Verbindungen mit

- Ring- und Scheibendübeln mit den Typenbezeichnungen A und B,
- Scheibendübel mit Zähnen oder Dornen mit den Typenbezeichnungen C.

(2) Die Typenbezeichnungen entsprechen den Bezeichnungen nach DIN EN 912.

(3) Voraussetzung für die Anwendung der Bemessungsverfahren nach Abschnitt 13.3 ist, dass die Dübel besonderer Bauart hinsichtlich Gestalt, Abmessungen und Werkstoff die Anforderungen nach DIN EN 912 erfüllen.

(4) Nachfolgend sind die gebräuchlichen Dübel besonderer Bauart hinsichtlich Gestalt, Abmessungen und Werkstoff aufgeführt. Zusätzlich sind die für die Bemessung benötigten Einlass- bzw. Einpresstiefen h_e angegeben.

23.4.2 Ringdübel des Typs A 1

(1) Ringdübel des Typs A 1 (siehe Bild V. 1) sind geschlossene Ringdübel mit einer linsenförmigen Querschnittsfläche. Die Maße müssen der Tabelle V. 14 entsprechen.

(2) Ringdübel des Typs A 1 werden aus Aluminium-Gusslegierung EN AC-AISi9Cu3(Fe) nach DIN EN 1706 hergestellt.

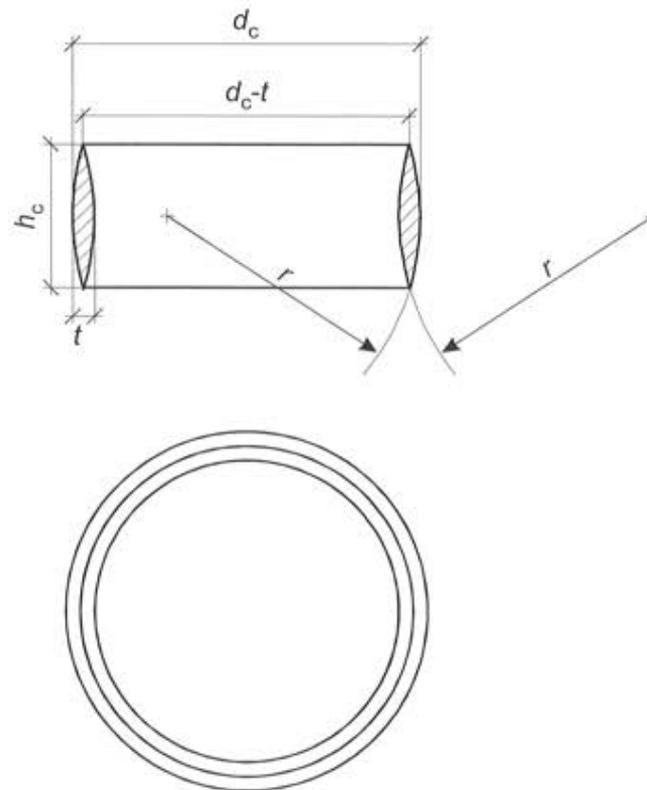


Bild V. 1: Ringdübel des Typs A 1

Tabelle V. 14: Maße der Ringdübel des Typs A 1; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5
1	Durchmesser d_c	Höhe h_c	Einlasstiefe h_e	Dicke t	Radius $\approx r$
2	65	30	15	5	50
3	80	30	15	6	50
4	95	30	15	6	60
5	126	30	15	6	60
6	128	45	22,5	8	60
7	160	45	22,5	10	60
8	190	45	22,5	10	60
Abmaße für sämtliche Maße: $\pm 0,5$					

23.4.3 Scheibendübel des Typs B 1

(3) Scheibendübel des Typs B 1 (siehe Bild V. 2) sind Dübel, die aus einer kreisrunden Scheibe mit umlaufendem Flansch und einer zylindrischen Nabe mit einem konzentrischen Bolzenloch in der Scheibenmitte bestehen. Der Flansch und die Nabe befinden sich auf gegenüberliegenden Flächen der Scheibe. Jeder Dübel besitzt auf gegenüberliegenden Seiten des Bolzenloches zwei durch die Scheibe durchgehende Schraubenlöcher. Die Maße müssen der Tabelle V. 15 entsprechen.

(4) Scheibendübel des Typs B 1 werden aus Aluminium - Gusslegierung EN AC-AISI9Cu3(Fe) nach DIN EN 1706 hergestellt.

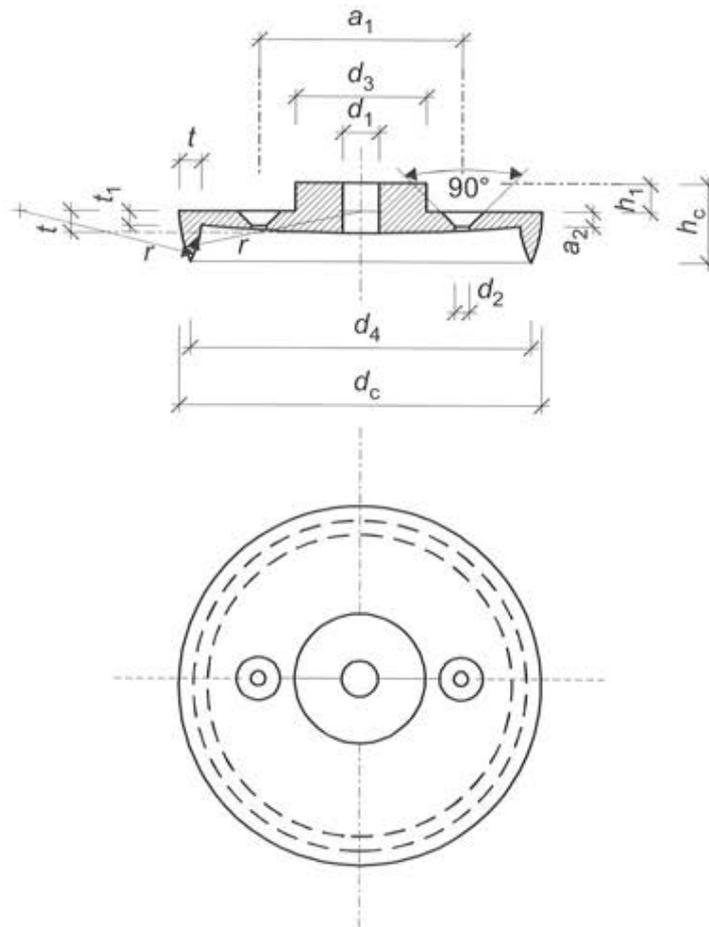


Bild V. 2: Scheibendübel des Typs B 1

Tabelle V. 15: Maße der Scheibendübel des Typs B 1; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5	6	7
1	Scheibendurchmesser d_c	Einlass-tiefe h_e	Gesamthöhe h_c	größte Dicke von Scheibe und Flansch t	kleinste Scheibendicke t_1	Durchmesser des Mittelloches d_1	Schraubenlochdurchmesser d_2
2	65	15	23	5	3,5	13	6,5
3	80	15	23	6	3,5	13	6,5
4	95	15	23	6	4,5	13	6,5
5	128	22,5	32,5	7,5	4,5	13	6,5
6	160	22,5	34,5	9	5,5	16,5	6,5
7	190	22,5	34,5	9	6	16,5	6,5

Abmaße für sämtliche Maße: $\pm 0,5$

	1	8	9	10	11	12	13
1	Scheibendurchmesser d_c	Außen-durchmesser der Nabe d_3	Flansch-durchmesser d_4	Radius $\approx r$	Höhe der Nabe oberhalb der Scheibe h_1	Schrauben-lochabstand a_1	Versenk-maß a_2
2	65	22,5	60	50	8	42	3
3	80	25,5	74	50	8	46	3
4	95	33,5	89	60	8	55	3
5	128	45	120	60	10	74	4
6	160	50	150	60	12	108	4
7	190	60	180	60	12	129,5	4

Abmaße für sämtliche Maße: $\pm 0,5$

23.4.4 Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 1

(1) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 1 (siehe Bild V. 3) sind zweiseitige Dübel, die aus einer kreisförmigen Scheibe bestehen, deren Ränder derart eingeschnitten und aufgebogen sind, dass auf den gegenüberliegenden Seiten wechselweise dreieckförmige Zähne unter 90° zur Scheibenfläche hervorsteht. Die Zähne sind gleichmäßig über den Scheibenumfang und, bei Dübeln mit einem Durchmesser $d_c \geq 95$ mm, über den Bolzenlochumfang in der Scheibenmitte verteilt. Jede Scheibe besitzt zwischen dem Scheibenmittelpunkt und dem Scheibenrand auf gegenüberliegenden Seite des Bolzenloches zwei Nagellöcher. Die Maße müssen der Tabelle V. 16 entsprechen.

(2) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 1 werden aus kaltgewalztem Band ohne Überzug aus weichen Stählen zum Kaltumformen hergestellt. Der Werkstoff muss der Stahlsorte DC01 + C390 (Werkstoffnummer: 1.0330) nach DIN EN 10139 entsprechen. Zusätzlich muss die Mindestdehnung des Werkstoffs 10 % betragen oder es ist kaltgewalzter Stahl mit höherer Streckgrenze zum Kaltumformen H320M nach DIN EN 10268 zu verwenden.

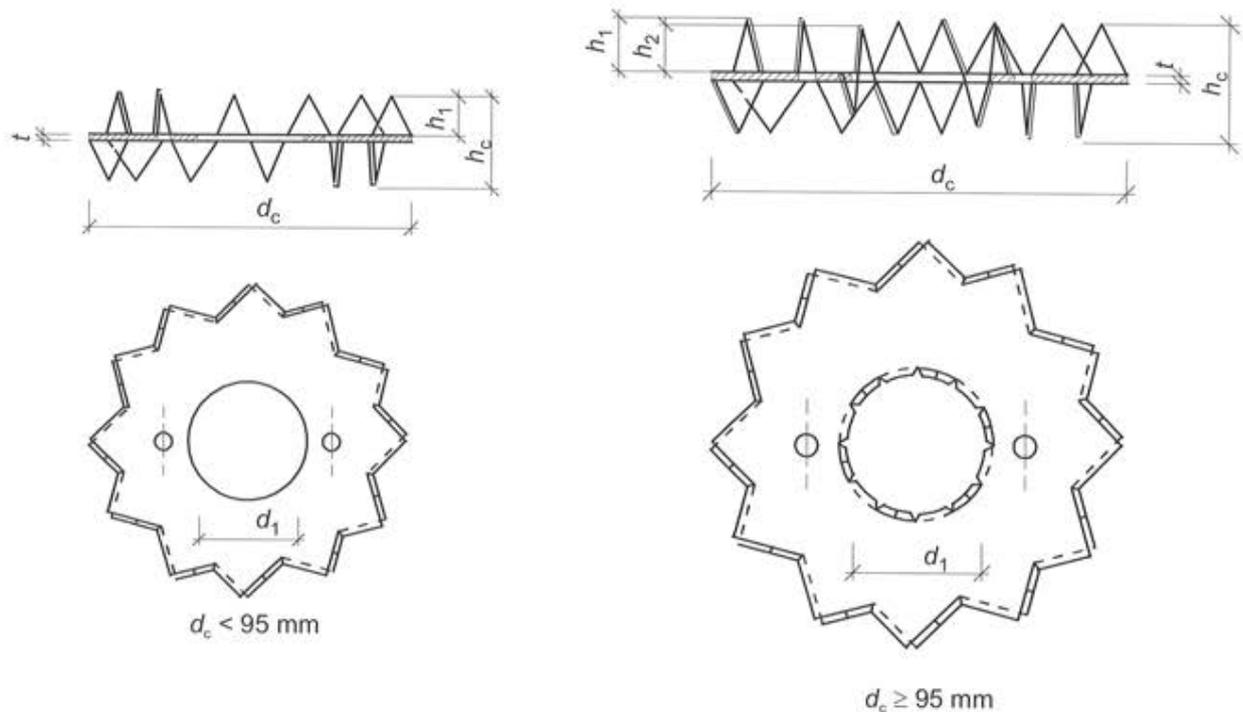


Bild V. 3: Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 1

Tabelle V. 16: Maße der Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 1; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Durchmesser d_c	Höhe h_c	Einpress- tiefe h_e	Dicke ¹⁾ t	Durchmesser des Mittello- ches d_1	Anzahl der äußeren Zähne	Anzahl der inneren Zähne	Höhe der inneren Zähne ²⁾ h_2
2	50	13	6,0	1,0	17	24	-	-
3	62	16	7,4	1,2	21	24	-	-
4	75	19,5	9,1	1,25	26	24	-	-
5	95	24	11,3	1,35	33	24	12	9,5
6	117	30	14,3	1,5	48	24	12	12,5
7	140	31	14,7	1,65	58	28	14	10,5
8	165	33	15,6	1,8	68	32	16	11,0

¹⁾ Dicke ohne Zinküberzug;²⁾ Höhe der äußeren Zähne $h_1 = h_e$ Abmaße: Dicke t nach DIN EN 10131; übrige Maße $\pm 0,8$

23.4.5 Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 2

(1) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 2 (siehe Bild V. 4) sind einseitige Dübel, die aus einer kreisrunden Scheibe bestehen, deren Ränder derart eingeschnitten und aufgebogen sind, dass auf einer Scheibenseite dreieckförmige Zähne unter 90° zur Scheibenfläche hervorstehen. Die Zähne sind gleichmäßig um den Scheibenumfang und, bei Dübeln mit einem Durchmesser $d_c \geq 95$ mm, zusätzlich zwischen dem Scheibenumfang und dem Bolzenloch in der Scheibenmitte verteilt. Am Bolzenlochrand steht zur selben Seite wie die Zähne ein Flansch hervor. Jede Scheibe besitzt zwischen dem Scheibenmittelpunkt und dem Scheibenrand auf gegenüberliegenden Seiten des Bolzenloches zwei Nagellöcher. Die Maße müssen der Tabelle V. 17 entsprechen.

(2) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 2 werden aus kaltgewalztem Band ohne Überzug aus weichen Stählen zum Kaltumformen hergestellt. Der Werkstoff muss der Stahlsorte DC01 + C390 (Werkstoffnummer:

1.0330) nach DIN EN 10139 entsprechen. Zusätzlich muss die Mindestdehnung des Werkstoffs 10 % betragen oder es ist kaltgewalzter Stahl mit höherer Streckgrenze zum Kaltumformen H320M nach DIN EN 10268 zu verwenden.

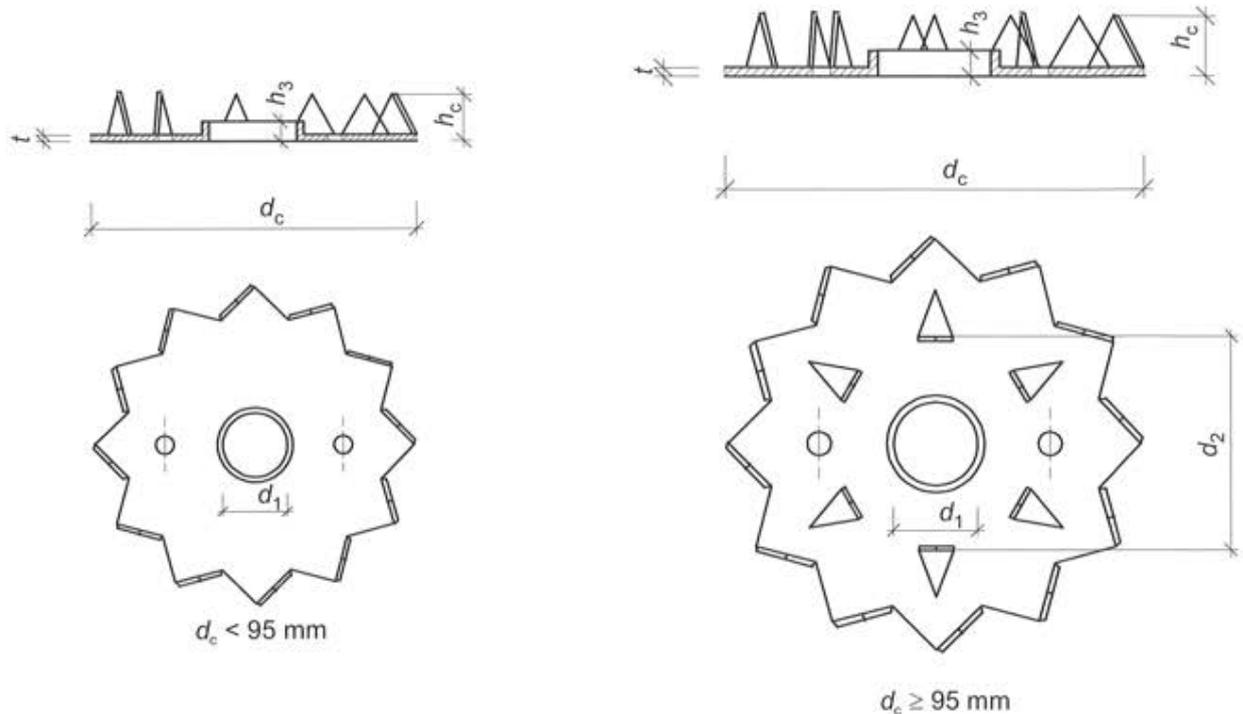


Bild V. 4: Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 2

Tabelle V. 17: Maße der Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 2; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Durchmesser d_c	Höhe h_c	Einpress- tiefe h_e	Dicke ¹⁾ t	Durchmesser des Mittelloches d_1	Flansch- höhe h_3	Anzahl der äußer- en Zähne -	Anzahl der inner- en Zähne -	Durch- messer des inneren Zahnkreises d_2
2	50	6,6	5,6	1,0	10,4; 12,4; 16,4; 20,4	4	12	-	-
3	62	8,7	7,5	1,2	12,4; 16,4; 20,4	4	12	-	-
4	75	10,4	9,2	1,25	12,4; 16,4; 20,4; 22,4; 24,4	4	12	-	-
5	95	12,7	11,4	1,35	16,4; 20,4; 22,4; 24,4	4	12	6	49
6	117	16,0	14,5	1,5	16,4; 20,4; 22,4; 24,4	4	12	6	58

¹⁾ Dicke ohne Zinküberzug

Abmaße: Dicke t nach DIN EN 10131; Durchmesser d_1 $+ 0,3/-0,0$; übrige Maße $\pm 0,8$

23.4.6 Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 3

(1) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 3 (siehe Bild V. 5) sind zweiseitige Dübel, die aus einer ovalen Scheibe bestehen, deren Ränder derart eingeschnitten und aufgebogen sind, dass auf den gegenüberliegenden Seiten wechselweise dreieckförmige Zähne unter 90° zur Scheibenfläche hervorste- hen. Es müssen 28 Zähne sein. Die Höhe von je sechs Zähnen, die mittig an den längeren Scheibenrändern angeordnet sind, ist geringer als die Höhe der übrigen Zähne. Jede Scheibe besitzt drei durchgehende Löcher, und zwar ein größeres in der Scheibenmitte und zwei kleinere zwischen der Scheibenmitte und dem Scheibenrand auf gegenüberliegenden Seiten des Mitteloches in der längeren Richtung. Die Maße müssen Tabelle V. 18 entsprechen.

(2) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 3 werden aus kaltgewalztem Band ohne Überzug aus weichen Stählen zum Kaltumformen hergestellt. Der Werkstoff muss der Stahlsorte DC01 + C390 (Werkstoffnummer: 1.0330) nach DIN EN 10139 entsprechen. Zusätzlich muss die Mindestdehnung des Werkstoffs 10 % betragen oder es ist kaltgewalzter Stahl mit höherer Streckgrenze zum Kaltumformen H320M nach DIN EN 10268 zu verwenden.

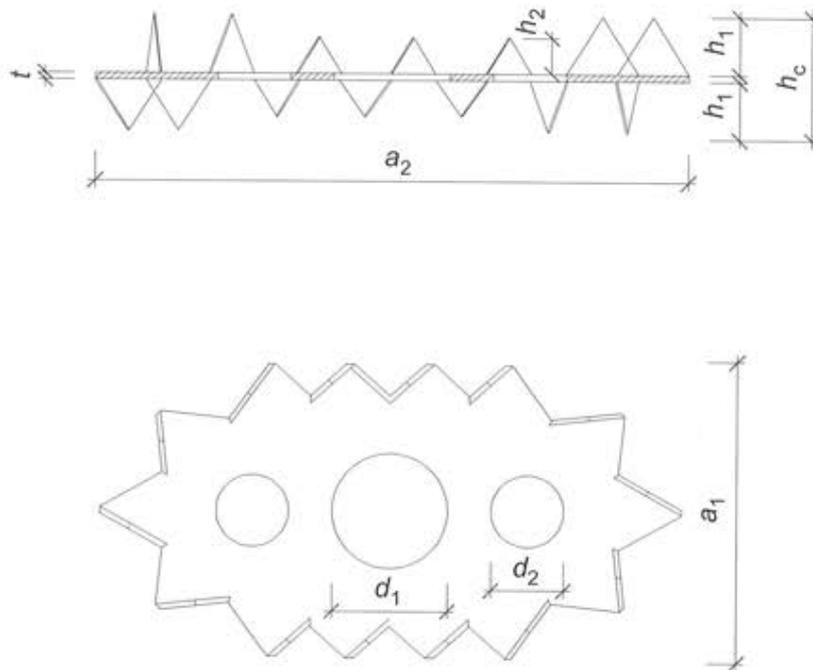


Bild V. 5: Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 3

Tabelle V. 18: Maße der Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 3; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Maße	Höhe	Einpresstiefe	Dicke	Durchmesser des Mitteloches	Durchmesser der Seitenlöcher	Zahnhöhe	Zahnhöhe
	$a_1 \times a_2$	h_c	h_e	t	d_1	d_2	h_1	h_2
2	73 x 130	28	13,25	1,5	26	16	13,25	8
Abmaße:		Dicke t nach DIN EN 10131						
		übrige Maße: $\pm 0,8$						
Als Rechenwert für d_c ist zu verwenden:		$d_c = \sqrt{a_1 \cdot a_2}$						

23.4.7 Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 4

(1) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 4 (siehe Bild V. 6) sind einseitige Dübel, die aus einer ovalen Scheibe bestehen, deren Ränder derart eingeschnitten und aufgebogen sind, dass auf einer Scheibenseite dreieckförmige Zähne unter 90° zur Scheibenfläche hervorstehen. Es müssen 14 Zähne sein. Die Höhe von je drei Zähnen, die mittig an den längeren Scheibenrändern angeordnet sind, ist geringer als die Höhe der übrigen Zähne. Jede Scheibe besitzt drei durchgehende Löcher, und zwar ein größeres in der Scheibenmitte und zwei kleinere zwischen der Scheibenmitte und dem Scheibenrand auf gegenüberliegenden Seiten des Mitteloches in der längeren Richtung. Am Rand des Mitteloches steht zur selben Seite wie die Zähne ein Flansch hervor. Die Maße müssen Tabelle V. 19 entsprechen.

(2) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 4 werden aus kaltgewalztem Band ohne Überzug aus weichen Stählen zum Kaltumformen hergestellt. Der Werkstoff muss der Stahlsorte DC01 + C390 (Werkstoffnummer: 1.0330) nach DIN EN 10139 entsprechen. Zusätzlich muss die Mindestdehnung des Werkstoffs 10 % betragen oder es ist kaltgewalzter Stahl mit höherer Streckgrenze zum Kaltumformen H320M nach DIN EN 10268 zu verwenden.

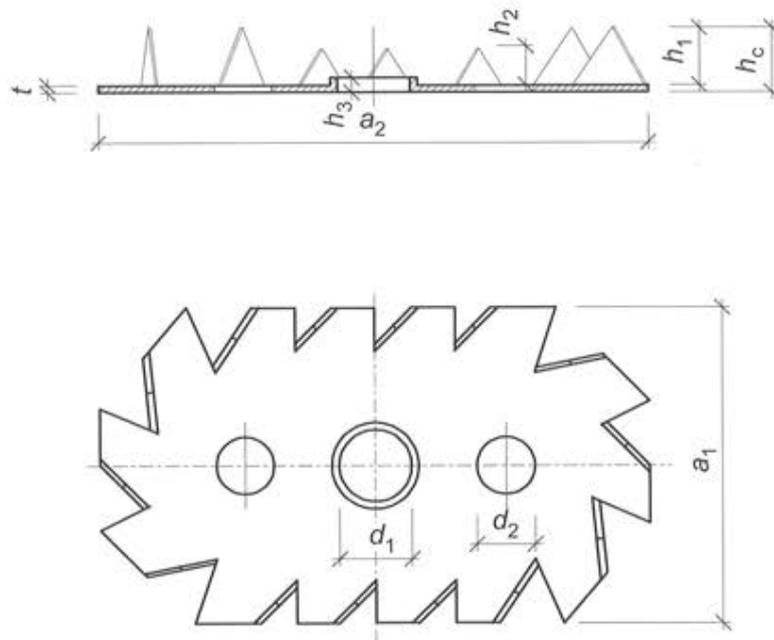


Bild V. 6: Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 4

Tabelle V. 19: Maße der Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 4; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Maße $a_1 \times a_2$	Höhe h_c	Einpress- tiefe h_e	Dicke t	Durchmesser des Mitteloches d_1	Durchmesser der Seitenlöcher d_2	Zahnhöhe h_1	Zahnhöhe h_2	Flansch- höhe h_3
2	73 x 130	14,75	13,25	1,5	16,4; 20,4; 22,4; 24,4	16	13,25	8	4
Abmaße: Dicke t nach DIN EN 10131 übrige Maße: $\pm 0,8$ Als Rechenwert für d_c ist zu verwenden: $d_c = \sqrt{a_1 \cdot a_2}$.									

23.4.8 Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 5

(1) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 5 (siehe Bild V. 7) sind zweiseitige Dübel, die aus einer quadratischen Scheibe bestehen, deren Ränder derart eingeschnitten und aufgebogen sind, dass auf den entgegengesetzten Seiten wechselweise dreieckförmige Zähne unter 90° zur Scheibenfläche hervorstehen. Die Zähne sind gleichmäßig über den Scheibenumfang und über den Rand des quadratischen Loches in der Scheibenmitte verteilt. Jede Scheibe besitzt in jeder Scheibenecke ein Nagelloch. Die Maße müssen der Tabelle V. 20 entsprechen.

(2) Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 5 werden aus kaltgewalztem Band ohne Überzug aus weichen Stählen zum Kaltumformen hergestellt. Der Werkstoff muss der Stahlsorte DC01 + C390 (Werkstoffnummer: 1.0330) nach DIN EN 10139 entsprechen. Zusätzlich muss die Mindestdehnung des Werkstoffs 10 % betragen oder es ist kaltgewalzter Stahl mit höherer Streckgrenze zum Kaltumformen H320M nach DIN EN 10268 zu verwenden.

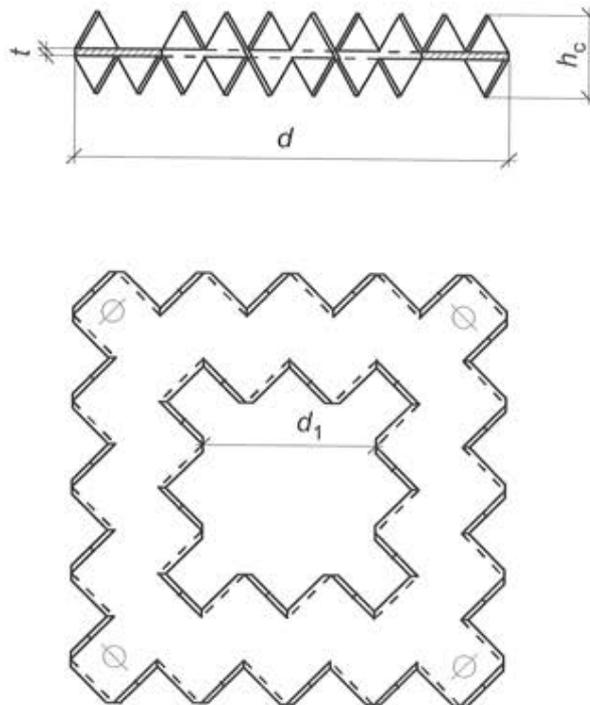


Bild V. 7: Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 5

Tabelle V. 20: Maße der Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 5; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5	6	7
1	Seitenlänge d	Höhe h_c	Einpresstiefe h_e	Dicke t	Innere Seitenlänge d_1	Anzahl der äußeren Zähne	Anzahl der inneren Zähne
2	100	16	7,3	1,35	40	36	20
3	130	20	9,25	1,5	52	36	20
Abmaße: Dicke t nach DIN EN 10131 übrige Maße $\pm 0,8$ Als Rechenwert für d_c ist die Seitenlänge d zu verwenden.							

23.4.9 Scheibendübel mit Dornen des Typs C 10

(1) Scheibendübel mit Dornen des Typs C 10 (siehe Bild V. 8) sind zweiseitige Dübel, die aus einem Scheibenring mit Dornen auf beiden Seiten bestehen. Die Dorne sind gleich weit voneinander entfernt und entweder in einem oder in zwei Kreisen auf beiden Seiten des Scheibenrings angeordnet. Im Falle zweier Dornkreise ist eine Hälfte der Dornen auf dem inneren und die andere Hälfte auf dem äußeren Kreis angeordnet, wobei die inneren Dorne gegenüber den äußeren jeweils versetzt sind. Die Dorne auf den beiden Seiten des Scheibenrings können entweder gegeneinander versetzt sein oder nicht. Die Dornform entspricht einem Kegel mit abgestumpfter Spitze. Die Innenseite des Kegels darf unterhalb der abgestumpften Spitze leicht abgeflacht sein, am Kegelfuß jedoch um nicht mehr als 1,0 mm. Die Maße müssen der Tabelle V. 21 entsprechen.

(2) Scheibendübel mit Dornen des Typs C 10 werden aus Temperguss EN-GJMB-350-10 (Werkstoffnummer: EN-JM 1130) nach DIN EN 1562 hergestellt.

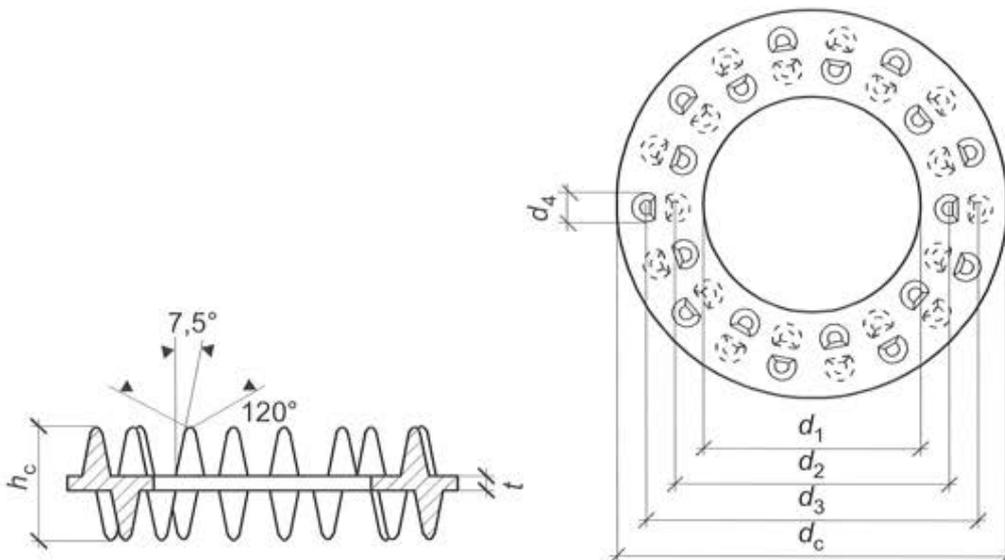


Bild V. 8: Scheibendübel mit Dornen des Typs C 10

ANMERKUNG: Im Angussbereich der Dübel des Typs C 10 sind Stege mit einer Höhe von etwa 5 mm zwischen jeweils drei Dornen pro Dübelseite zulässig.

Tabelle V. 21: Maße der Scheibendübel mit Dornen des Typs C 10; Maße in Millimeter

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Durchmesser d_c	Höhe h_c	Einpresstiefe h_e	Dicke t	Innendurchmesser des Scheibenring d_1	Durchmesser des inneren Dornkreises d_2	Durchmesser des äußeren Dornkreises d_3	Dorndurchmesser am Dorngrund d_4	Anzahl der Dornen je Seite
2	50	27	12	3	30,5	41	-	6	8 ¹⁾
3	65	27	12	3	35,5	48	58	6	14 ²⁾ ³⁾
4	80	27	12	3	49,5	60	70	6	18 ²⁾
5	95	27	12	3	65,5	76	88	6	24 ²⁾
6	115	27	12	3	85,5	95	108	6	32 ²⁾

¹⁾ auf einem Kreis angeordnet,

²⁾ auf zwei Kreisen angeordnet,

³⁾ die Dorne auf einer Seite sind gegenüber den Dornen auf der anderen Seite nicht versetzt,

Abmaße: h_c und t : $\pm 0,5$, übrige Maße: $\pm 0,8$.

23.4.10 Scheibendübel mit Dornen des Typs C 11

(1) Scheibendübel mit Dornen des Typs C 11 (siehe Bild V. 9) sind einseitige Dübel, die aus einem Scheibenring mit Dornen auf einer Scheibenseite bestehen. Die Dorne sind gleich weit voneinander entfernt und entweder in einem oder in zwei Kreisen auf einer Seite des Scheibenrings angeordnet. Im Falle zweier Dornkreise ist eine Hälfte der Dornen auf dem inneren und die andere Hälfte auf dem äußeren Kreis angeordnet, wobei die inneren Dorne gegenüber den äußeren jeweils versetzt sind. Die Dornform entspricht einem Kegel mit abgestumpfter Spitze. Die Innenseite des Kegels darf unterhalb der abgestumpften Spitze leicht abgeflacht sein, am Kegelfuß jedoch um nicht mehr als 1,0 mm. Jeder Dübel besitzt in seiner Mitte ein Bolzenloch mit einem umlaufenden Flansch, der auf derselben Scheibenseite hervorsteht wie die Dornen. Die Maße müssen der Tabelle V. 22 entsprechen.

(2) Scheibendübel mit Dornen des Typs C 11 werden aus Tempereguss EN-GJMB-350-10 (Werkstoffnummer: EN-JM 1130) nach DIN EN 1562 hergestellt.

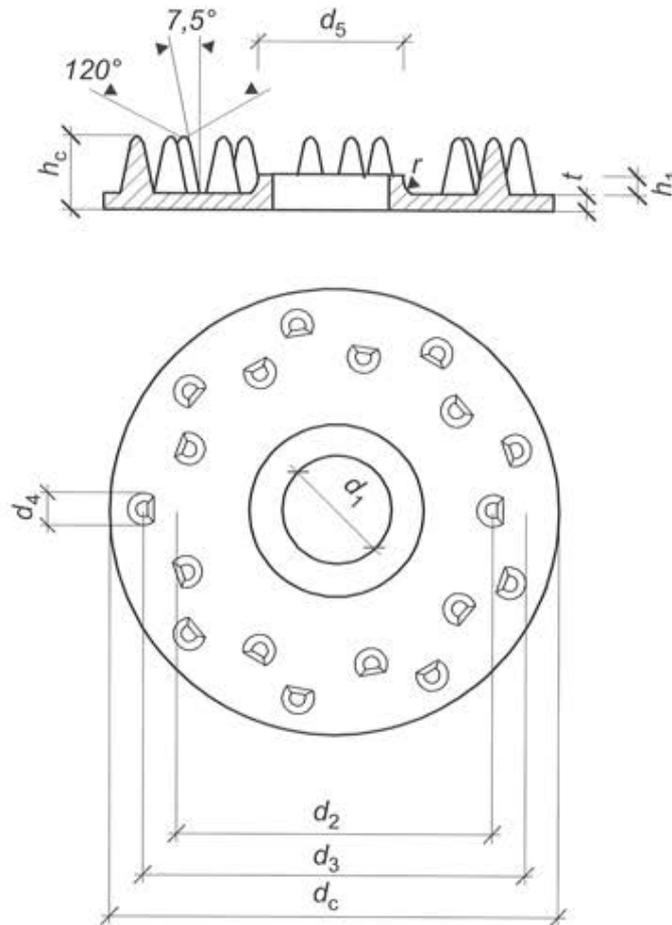


Bild V. 9: Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 11

ANMERKUNG: Im Angussbereich der Dübel des Typs C 11 sind Stege mit einer Höhe von etwa 5 mm zwischen jeweils drei Dornen pro Dübelseite zulässig.

Tabelle V. 22: Maße der Scheibendübel mit Dornen des Typs C 11; Maße in Millimeter.

	1	2		3	4	5	6
1	Durchmesser d_c	Höhe/ h_c	Ein- pres- stiefe h_e	Dicke t	Durchmesser des Mitteloches d_1	Durchmesser des inneren Dornkreises d_2	Durchmesser des äußeren Dornkreises d_3
2	50	15	12	3	12,5	40	-
3	65	15	12	3	16,5	46	56
4	80	15	12	3	20,5	57	69
5	95	15	12	3	24,5	64	84
6	115	15	12	3	24,5	84	106

	1	7	8	9	10	11
1	Durchmesser d_c	Dorndurch- messer am Dorngrund d_4	Flansch- durchmesser d_5	Radius r	Flanschhöhe über Scheibenfläche h_1	Anzahl der Dorne
2	50	6	17	4	3	8 ¹⁾
3	65	6	21	4	3	14 ²⁾
4	80	6	20,5 ³⁾	-	3	22 ²⁾
5	95	6	30,5	4	3	24 ²⁾
6	115	6	30,5	4	3	32 ²⁾

¹⁾ auf einem Kreis angeordnet,

²⁾ auf zwei Kreisen angeordnet,

³⁾ der Übergang zwischen Scheibe und Flansch ist nicht ausgerundet,
sondern unter einem Winkel von 26,5° geneigt,

Abmaße: h_c , t , r und h_1 : $\pm 0,5$, übrige Maße: $\pm 0,8$.

Vorwort.....	1
1 Anwendungsbereich	1
2 Normative Verweisungen	2
3 Begriffe und Formelzeichen	5
3.1 Begriffe	5
3.1.1 Anschluss	5
3.1.2 Balkenschichtholz	5
3.1.3 Brettschichtholz (BSH)	5
3.1.4 Dachschalungen	5
3.1.5 Gipskartonplatten	5
3.1.6 Gleichgewichtsfeuchte	5
3.1.7 Hauptrichtung einer Nagelplatte	5
3.1.8 Holzfeuchte	5
3.1.9 Holztafeln	5
3.1.10 Holzwerkstoffe	5
3.1.11 Normalrohddichte	5
3.1.12 Rollschub	5
3.1.13 Stoß	6
3.1.14 Tafeln	6
3.1.15 Verbindung	6
3.1.16 Vollholz (VH)	6
3.1.17 Verbundträger	6
3.2 Formelzeichen	6
3.2.1 Große lateinische Buchstaben	6
3.2.2 Kleine lateinische Buchstaben	7
3.2.3 Griechische Buchstaben	7
3.2.4 Fußzeiger	7
3.3 Beispiele für zusammengesetzte Formelzeichen	8
3.3.1 Große lateinische Buchstaben mit Fußzeiger	8
3.3.2 Kleine lateinische Buchstaben mit Fußzeiger	8
3.3.3 Griechische Buchstaben mit Fußzeiger	9
3.4 SI-Einheiten	9
4 Bautechnische Unterlagen	9
5 Grundlagen für Entwurf und Bemessung	10
5.1 Allgemeines	10
5.2 Tragwiderstand	10
5.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit	10
6 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit	11
6.1 Allgemeines	11
6.2 Holz und Holzwerkstoffe	11

6.3	Metallische Bauteile und Verbindungsmittel.....	11
7	Baustoffe.....	12
7.1	Allgemeines.....	12
7.1.1	Nutzungsklassen.....	12
7.1.2	Klassen der Lasteinwirkungsdauer.....	13
7.1.3	Modifizierung der Baustoffeigenschaften.....	14
7.1.4	Gleichgewichtsfeuchten.....	14
7.1.5	Schwind- und Quellmaße.....	14
7.2	Vollholz.....	14
7.2.1	Sortierung.....	14
7.2.2	Charakteristische Werte.....	14
7.2.3	Vollholzmaße.....	15
7.2.4	Wirksame Querschnittswerte und Querschnittsschwächungen.....	15
7.3	Brettschichtholz.....	15
7.3.1	Anforderungen.....	15
7.3.2	Charakteristische Werte.....	15
7.3.3	Brettschichtholzmaße.....	16
7.3.4	Wirksame Querschnittswerte und Querschnittsschwächungen.....	16
7.4	Balkenschichtholz.....	16
7.5	Furnierschichtholz.....	16
7.6	Brettsperrholz (Mehrschichtige Massivholzplatten).....	16
7.7	Baufurniersperrholz.....	16
7.7.1	Anforderungen.....	16
7.7.2	Charakteristische Werte.....	16
7.7.3	Mindestdicken.....	17
7.8	OSB-Platten (Oriented Strand Board).....	17
7.8.1	Anforderungen.....	17
7.8.2	Charakteristische Werte.....	17
7.8.3	Mindestdicken.....	17
7.9	Kunstharzgebundene Holzspanplatten.....	17
7.9.1	Anforderungen.....	17
7.9.2	Charakteristische Werte.....	17
7.9.3	Mindestdicken.....	17
7.10	Zementgebundene Holzspanplatten.....	17
7.10.1	Anforderungen.....	17
7.10.2	Charakteristische Werte.....	18
7.10.3	Mindestdicken.....	18
7.11	Holzfaserplatten.....	18
7.11.1	Anforderungen.....	18
7.11.2	Charakteristische Werte.....	18
7.11.3	Mindestdicken.....	18

7.12	Gipskartonplatten	18
7.12.1	Anforderungen	18
7.12.2	Charakteristische Werte	18
7.12.3	Minstdicken	18
8	Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen	19
8.1	Allgemeines	19
8.2	Linear elastische Berechnung von Einzelstäben	20
8.2.1	Allgemeines	20
8.2.2	Vereinfachte Berechnung von Druckstäben (Ersatzstabverfahren)	20
8.2.3	Vereinfachte Berechnung von Biegestäben (Ersatzstabverfahren)	21
8.2.4	Biegung mit Normalkraft (Ersatzstabverfahren)	23
8.3	Nichtlineare elastische Berechnung (Theorie II. Ordnung)	23
8.3.1	Allgemeines	23
8.3.2	Vorkrümmung	23
8.3.3	Vorverdrehung	23
8.4	Biege- und Druckbeanspruchung von Verbundträgern und Tafeln	24
8.4.1	Allgemeines	24
8.4.2	Verbundbauteile aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen	26
8.5	Scheibenbeanspruchung von Tafeln	28
8.5.1	Allgemeines	28
8.5.2	Rechteckige Tafeln	29
8.5.3	Dach- und Deckentafeln	30
8.5.4	Wandtafeln	31
8.5.5	Wandtafeln unter horizontaler Scheibenbeanspruchung	31
8.5.6	Wandtafeln unter vertikaler Scheibenbeanspruchung	32
8.5.7	Wandtafeln unter vertikaler und horizontaler Scheibenbeanspruchung	33
8.5.8	Wandtafeln mit diagonaler Brettschalung	33
8.5.9	Geklebte Tafeln	33
8.6	Stabtragwerke	34
8.6.1	Allgemeines	34
8.6.2	Vereinfachte Berechnung von Fachwerken	35
8.6.3	Beanspruchungen und Verformungen im Bereich von Verbindungen	36
8.6.4	Knicklängen der Stäbe von Fachwerken	37
8.7	Flächentragwerke	37
8.7.1	Allgemeines	37
8.7.2	Flächen aus zusammengeklebten Schichten	37
8.7.3	Flächen aus nachgiebig miteinander verbundenen Schichten	37
8.7.4	Flächen aus Nadelholzlamellen	38
9	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	39
9.1	Allgemeines	39
9.2	Berechnung der Verformungen	39

9.3	Grenzwerte der Verformungen	39
10	Allgemeine Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit.....	40
10.1	Allgemeines	40
10.2	Nachweise der Querschnittstragfähigkeit	40
10.2.1	Zug in Faserrichtung des Holzes.....	40
10.2.2	Zug unter einem Winkel α	40
10.2.3	Druck in Faserrichtung des Holzes	41
10.2.4	Druck rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes	41
10.2.5	Druck unter einem Winkel α	41
10.2.6	Biegung	42
10.2.7	Biegung und Zug	42
10.2.8	Biegung und Druck.....	42
10.2.9	Schub aus Querkraft	42
10.2.10	Torsion.....	43
10.2.11	Schub aus Querkraft und Torsion.....	43
10.3	Nachweise für Stäbe nach dem Ersatzstabverfahren.....	44
10.3.1	Druckstäbe mit planmäßig mittigem Druck.....	44
10.3.2	Biegestäbe ohne Druckkraft	44
10.3.3	Stäbe mit Biegung und Druck.....	45
10.3.4	Stäbe mit Biegung und Zug.....	45
10.4	Nachweise für Pulldach-, Satteldach- und gekrümmte Träger	46
10.4.1	Pulldachträger	46
10.4.2	Satteldachträger mit geradem unteren Rand	47
10.4.3	Gekrümmte Träger.....	47
10.4.4	Satteldachträger mit gekrümmtem unteren Rand	48
10.5	Nachweise für zusammengesetzte Bauteile (Verbundbauteile)	50
10.5.1	Geklebte Verbundbauteile.....	50
10.5.2	Zusammengesetzte Biegestäbe mit nachgiebigem Verbund	51
10.5.3	Aus Holz oder Holzwerkstoffen zusammengesetzte Druckstäbe mit nachgiebigem Verbund und doppelsymmetrischem Querschnitt	52
10.6	Nachweise der Scheibenbeanspruchung von Tafeln.....	55
10.7	Nachweise für Flächentragwerke.....	56
10.7.1	Flächen aus Schichten	56
10.7.2	Flächen aus Vollholzlamellen.....	57
10.7.3	Theorie II. Ordnung, Stabilitätsnachweise.....	58
11	Verbindungen, Ausklinkungen, Durchbrüche und Verstärkungen	58
11.1	Verbindungen.....	58
11.1.1	Allgemeines.....	58
11.1.2	Zugverbindungen	58
11.1.3	Druckverbindungen	59
11.1.4	Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel.....	59

11.1.5	Queranschlüsse.....	60
11.2	Ausklinkungen.....	62
11.3	Durchbrüche.....	63
11.4	Verstärkungen.....	64
11.4.1	Allgemeines.....	64
11.4.2	Queranschlüsse.....	64
11.4.3	Rechtwinklige Ausklinkungen an den Enden von Biegestäben mit Rechteckquerschnitt.....	66
11.4.4	Durchbrüche bei Biegestäben mit Rechteckquerschnitt.....	68
11.4.5	Gekrümmte Träger und Satteldachträger aus Brettschichtholz.....	70
12	Verbindungen mit stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln.....	72
12.1	Allgemeines.....	72
12.2	Tragfähigkeit bei Beanspruchung rechtwinklig zur Stiftachse (Abscheren).....	72
12.2.1	Allgemeines.....	72
12.2.2	Verbindungen von Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen.....	72
12.2.3	Stahlblech-Holz-Verbindungen.....	73
12.3	Verbindungen mit Stabdübeln und Passbolzen.....	74
12.4	Verbindungen mit Bolzen und Gewindestangen.....	76
12.5	Verbindungen mit Nägeln.....	77
12.5.1	Allgemeines.....	77
12.5.2	Holz-Holz-Nagelverbindungen.....	78
12.5.3	Holzwerkstoff- oder Gipswerkstoff-Holz-Nagelverbindungen.....	80
12.5.4	Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen.....	82
12.6	Verbindungen mit Holzschrauben.....	82
12.7	Verbindungen mit Klammern.....	83
12.8	Tragfähigkeit bei Beanspruchung in Richtung der Stiftachse (Herausziehen).....	85
12.8.1	Nägel.....	85
12.8.2	Holzschrauben.....	86
12.8.3	Klammern.....	87
12.9	Tragfähigkeit kombiniert beanspruchter Nägel, Holzschrauben und Klammern.....	88
13	Verbindungen mit sonstigen mechanischen Verbindungsmitteln.....	88
13.1	Allgemeines.....	88
13.2	Verbindungen mit Nagelplatten.....	88
13.2.1	Allgemeines.....	88
13.2.2	Bemessung der Nagelplatten.....	89
13.2.3	Transport- und Montagezustände.....	91
13.3	Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart.....	92
13.3.1	Allgemeines.....	92
13.3.2	Verbindungen mit Ring- und Scheibendübeln.....	94
13.3.3	Verbindungen mit Scheibendübeln mit Zähnen.....	97
13.3.4	Verbindungen mit Dübeln besonderer Bauart in Hirnholzflächen.....	99
14	Geklebte Verbindungen.....	101

14.1	Allgemeines	101
14.2	Schraubenpressklebung	102
14.3	Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben	102
14.3.1	Allgemeines	102
14.3.2	Beanspruchung rechtwinklig zur Stabachse	102
14.3.3	Beanspruchung in Richtung der Stabachse	103
14.3.4	Kombinierte Beanspruchung	105
14.4	Geklebte Tafелеlemente	105
14.5	Keilzinkenverbindungen	105
14.5.1	Keilzinkenverbindungen von Vollholz und Balkenschichtholz	105
14.5.2	Universal-Keilzinkenverbindungen von Brettschichtholz	105
14.6	Schäftungsverbindungen	106
14.7	Verbundbauteile aus Brettschichtholz	106
15	Zimmermannsmäßige Verbindungen	107
15.1	Versätze	107
15.2	Zapfenverbindungen	107
15.3	Holznagelverbindungen	108
16	Kennzeichnungen	108
17	Anhang A	109
18	Anhang B	111
18.1	Allgemeines	111
18.2	Anforderungen an die Herstellung	111
18.3	Werkseigene Produktionskontrolle	112
18.4	Fremdüberwachung	113
19	Anhang E	114
19.1	Nägel	114
19.1.1	Anwendungsbereich	114
19.1.2	Unterlagen	114
19.1.3	Eignungsprüfung	115
19.1.4	Bewertung der Prüfergebnisse und Einstufung	116
19.2	Selbstbohrende Holzschrauben	117
19.2.1	Anwendungsbereich	117
19.2.2	Unterlagen	117
19.2.3	Eignungsprüfung	118
19.2.4	Bewertung der Prüfergebnisse und Einstufung	120
19.3	Klammern	121
19.3.1	Anwendungsbereich	121
19.3.2	Unterlagen	121
19.3.3	Eignungsprüfung	121
19.3.4	Bewertung der Prüfergebnisse	122
20	Anhang F	123

20.1	Allgemeines.....	123
20.2	Flächen aus zusammengeklebten Schichten.....	123
20.2.1	Allgemeines	123
20.2.2	Plattenbeanspruchung.....	123
20.2.3	Scheibenbeanspruchung.....	125
20.3	Flächen aus nachgiebig miteinander verbundenen Schichten.....	125
20.3.1	Berechnungsmodell.....	125
20.3.2	Steifigkeiten und Beanspruchungen der Fläche A	126
20.3.3	Steifigkeiten und Beanspruchungen der Fläche B	127
20.3.4	Steifigkeiten der Fläche C, Scheibenbeanspruchung.....	128
21	Anhang K.....	130
21.1	Allgemeines.....	130
21.2	Knicklängenbeiwerte (Biegeknicken)	130
21.3	Kippbeiwerte (Biegedrillknicken, Kippen).....	132
22	Anhang M.....	135
23	Anhang V.....	150
23.1	Verschiebungsmoduln für stiftförmige metallische Verbindungsmittel und Dübel besonderer Bauart	150
23.2	Genauere Nachweisverfahren zur Ermittlung der Rechenwerte der charakteristischen Tragfähigkeit auf Abscheren von Verbindungen mit stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln	151
23.2.1	Allgemeines	151
23.2.2	Einschnittige Verbindungen von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen	151
23.2.3	Zweischnittige Verbindungen von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffen.....	152
23.2.4	Einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindungen	152
23.2.5	Zweischnittige Stahlblech-Holz-Verbindungen	153
23.3	Kenngößen für stiftförmige metallische Verbindungsmittel.....	154
23.3.1	Stabdübel	154
23.3.2	Bolzen und Passbolzen	155
23.3.3	Gewindestangen.....	155
23.3.4	Scheiben.....	156
23.4	Anforderungen an Dübel besonderer Bauart	156
23.4.1	Allgemeines	156
23.4.2	Ringdübel des Typs A 1	156
23.4.3	Scheibendübel des Typs B 1.....	157
23.4.4	Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 1.....	159
23.4.5	Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 2.....	160
23.4.6	Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 3.....	162
23.4.7	Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 4.....	163
23.4.8	Scheibendübel mit Zähnen des Typs C 5.....	164
23.4.9	Scheibendübel mit Dornen des Typs C 10	165
23.4.10	Scheibendübel mit Dornen des Typs C 11	166

Dipl.-Ing. Norbert Balmer

DIBt Deutsches Institut für Bautechnik
Kolonnenstraße 30 L
10829 Berlin
Tel.: (0 30) 7 87 30-2 26/2 99
Fax.: (0 30) 7 87 30-4 15



1939	Geboren
Ausbildung	Abitur; Studium Bauingenieurwesen TU Berlin
Berufsweg	<ul style="list-style-type: none">• mehrjährige Tätigkeit in einem großen Ingenieurbüro als leitender Statiker bei Großprojekten im Stahlbeton-, Spannbeton- und Stahlbau• seit 1974 im Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) u. a. auf den Gebieten Fertighäuser, Typengenehmigungen, Poren- und Leichtbeton, Holzbau, Holzwerkstoffe, Mauerwerksbau und Glas im Bauwesen
Aktuelle Schwerpunkte	Zulassungen auf nationalem und europäischen Gebiet; Bewertung baurechtlicher und bautechnischer Sachverhalte; Erarbeitung europäischer Grundlagen für europäische, technische Zulassungen und EN Normen

Einflüsse der europäischen und nationalen Bauproduktregelungen auf die Holzbauwirtschaft

Norbert Balmer, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin

Das Thema "**Einflüsse der europäischen und nationalen Bauproduktregelungen auf die Holzbauwirtschaft**" ist mir nicht ganz so vorgeschlagen worden. Eigentlich sollte ich etwas über das europäische und nationale **Baurecht** und seine Auswirkungen auf die Holzbauwirtschaft vortragen.

Nur: europäisches Baurecht gibt es – noch – nicht, für meinen Geschmack zum Glück Was kann nun einer wie ich, einer, der in einer Behörde angestellt ist, die vom Bund und den Ländern getragen wird, der Holzbau**wirtschaft** sagen ?

Nun, die Wirtschaft lebt wohl davon, dass Produkte hergestellt und verkauft werden – und da findet dann ein Behörde wie das Deutsche Institut für Bautechnik seine Aufgabe, eine Aufgabe, die per Gesetz, nämlich der Bauordnung (der Länder), so bestimmt ist.

Ich setze einfach mal **nicht** voraus, dass Sie alle wissen, was das Deutsche Institut für Bautechnik ist und welches seine Aufgaben sind. Also : die Aufgaben sind im Prinzip die gleichen geblieben wie zu seiner Gründung im Jahre 1968 (als Institut für Bautechnik), aber mit der Neuformulierung der Bauordnungen der Länder etwa ab 1993 wurden die Aufgaben dann dezidierter definiert – nicht nur in der der Öffentlichkeit praktisch unbekanntem Satzung des Deutschen Instituts für Bautechnik ...

Kurz gefasst kann man sagen, dass das Institut der **bundeseinheitlichen** Erfüllung bautechnischer Aufgaben vor allem auf dem Gebiet des **Bauaufsichtsrechts** dient. Hier nun hat das Deutsche Institut für Bautechnik im Gefolge der Bauproduktenrichtlinie ("Richtlinie 89/106/EWG des Rates der Europäischen Gemeinschaften vom 21.12.1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten") übertragen bekommen, sich auch noch mit der allerletzten europäischen Norm zu befassen, sofern sie harmonisiert ist. Aber davon später

Zunächst möchte ich daran erinnern - dem einen oder anderen mag das auch neu sein -, dass mit dem Erscheinen der sog. Bauproduktenrichtlinie Ende 1988, die dann im Jahre 1992 durch die Bundesregierung durch das **Bauproduktengesetz** in nationales Recht umgesetzt wurde, die Landesbauordnungen gründlich umgekrempelt werden mussten, vor allem hinsichtlich der Regelungen über

- Bauprodukte und
- Übereinstimmungsnachweisverfahren, aber auch
- Bauarten

Übrigens : in dieser Hinsicht ist ein "wunderlich Ding" passiert: fast ohne jede Abweichung sind hier die Vorschläge der **Musterbauordnung** (MBO) von allen 16 Ländern übernommen worden – sonst hätte man dem europäischen Willen bezüglich der Bauproduktenregelung nicht Rechnung tragen können

Bauprodukt ! Dieser Begriff "Bauprodukt" ist das **Goldene Kalb**, um das alle herumtanzen – ich möchte nicht soweit gehen, wie im 2. Buch Moses im Kap. 32 steht, dass sie es angebetet und ihm geopfert haben

Aber in der Tat: es dreht sich alles um das **Bauprodukt**. Nur Regelungen über Bauprodukte sind harmonisierbar, **nicht die Verwendung** der Bauprodukte – die wird weiterhin in nationaler Zuständigkeit bleiben.

Es hat die Bauöffentlichkeit – nämlich die am Bau Beteiligten, also Kunden bzw. Bauherren, Entwurfsverfasser (Architekten), Unternehmer, Bauleiter, selbst Bauaufsichtsbehörden, aber natürlich auch Hersteller – es hat also die Bauöffentlichkeit noch immer nicht in Gänze kapiert, dass der Begriff Bauprodukt ernst gemeint ist: **Bauproduktenrichtlinie, Bauproduktengesetz**

Um beim Thema zu bleiben, soll daran erinnert werden, dass es im deutschen **Bauordnungsrecht** (nur) drei unterschiedliche Bauproduktarten gibt:

- geregelte
- nicht geregelte
- sonstige Bauprodukte

Geregelte Bauprodukte sind **nur** diejenigen, die sich in der Bauregelliste **A Teil 1** finden, die also den dort angegebenen **technischen Regeln** entsprechen. Diese Bauprodukte müssen mit einem Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) gekennzeichnet werden. Dieses Ü-Zeichen ist ein **bauaufsichtliches** Kennzeichen, es darf demnach nur für **bauaufsichtlich relevante Bauprodukte** verwendet werden.

Beispiele der wichtigsten im Holzbau **geregelten** Bauprodukte werden im **Bild 1** gezeigt.

Lfd. Nr.	Bauprodukt	Technische Regeln	Übereinstimmungs-nachweis	Verwendbarkeits-nachweis bei wesentl. Abweichung von den technischen Regeln
1	2	3	4	5
3.1.1.1	Normalentflammbares Vollholz	DIN 1052-1:1988-04, DIN 1052-1/A1:1996-10 Zusätzlich gilt: Anlage 3 ...	ÜH	Z
3.1.1.3	Vollholz mit Keilzinkenstoß	DIN 1052-1:1988-04, DIN 1052-1/A1:1996-10	ÜZ	Z
3.1.2.1	Normalentflammbares Brettschichtholz der Festigkeitsklasse BS 11	DIN 1052-1:1988-04, DIN 1052-1/A1:1996-10	ÜH	Z
3.1.3	Brettschichtholz der Festigkeitsklassen BS 14, BS 16, BS 18	DIN 1052-1:1988-04, DIN 1052-1/A1:1996-10	ÜZ	Z
3.2.1	Baufurniersperrholz	DIN 68705-3:1981-12 zusätzlich gilt: Richtlinie über die Klassifizierung und Überwachung von Holzwerkstoffplatten bezüglich der Formaldehydabgabe ...	ÜZ	Z
3.2.5	Flachpressplatten	DIN 68763:1990-09 Zusätzlich gilt: Richtlinie ...	ÜZ	Z
3.2.9	Flachpressplatten aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen – OSB-Platten	DIN EN 300:1997-06 Zusätzlich gilt: ...	ÜZ	Z
3.3.1	Tragende Holzbauteile und geleimte tragende Holzbauteile außer Bauprodukte nach lfd. Nr. 3.3.2	DIN 1052-1:1988-04, DIN 1052-1/A1, -2/A1:1996-10 zusätzlich gilt: ...	ÜH	Z
3.3.2	Beidseitig bekleidete oder beplankte Wand-Decken- und Dachelemente; z.B. Holztafeln für Holzhäuser in Tafelbauart	DIN 1052-1, -2, -3:1988-04 DIN 1052-1/A1, -2/A1, -3/A1:1996-10 Zusätzlich gilt: Richtlinie für die Überwachung von Wand-, Decken- und Dachtafeln für Holzhäuser in Tafelbauart nach DIN 1052 Teil1 b. Teil 3 (1992-06) ...	ÜZ	Z

Lfd. Nr.	Bauprodukt	Technische Regeln	Übereinstimmungs-nachweis	Verwendbarkeits-nachweis bei wesentl. Abweichung von den technischen Regeln
1	2	3	4	5
3.4.1	Mechanische Holzverbindungsmittel außer Nägel mit profilierter Schaftausbildung und Klammern	DIN 1052-1:1988-04, DIN 1052-1/A1:1996-10	ÜH	Z
3.4.2	Nägel mit profilierter Schaftausbildung, Klammern	DIN 1052-1:1988-04, DIN 1052-1/A1:1996-10	ÜHP	Z
ÜH - Übereinstimmungserklärung des Herstellers ÜHP - Übereinstimmungserklärung des Herstellers nach vorheriger Prüfung des Bauprodukts durch eine anerkannte Prüfstelle ÜZ - Übereinstimmungszertifikat durch eine anerkannte Zertifizierungsstelle Z - Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung P - Allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis				

Bild 1: Bauprodukte für den Holzbau

Nicht geregelte Bauprodukte sind solche, die entweder wesentlich von den technischen Regeln der Bauregelliste **A Teil 1** abweichen oder für die technische Regeln gar nicht existieren (die dann also eines **Verwendbarkeitsnachweises** bedürfen, in der Regel – und im Bereich des Holzbaus sowieso - einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung).

Darüber hinaus sind nicht geregelte Bauprodukte solche, deren Verwendung **nicht** der Erfüllung **erheblicher Anforderungen** an die Sicherheit baulicher Anlagen dient **oder** die nach allgemein anerkannten Prüfverfahren beurteilt werden können; nicht geregelte Bauprodukte der letzten beiden Arten sind ausschließlich in der Bauregelliste **A Teil 2** aufgeführt; für sie genügt als Verwendbarkeitsnachweis grundsätzlich ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis.

Schließlich zählen zu den nicht geregelten Bauprodukten auch jene, die für die Erfüllung bauordnungsrechtlicher Anforderungen nur eine **untergeordnete** Bedeutung haben; diese Bauprodukte sind in der **Liste C** aufgeführt, allerdings nicht per Begriff oder Namen, sondern eher umschreibend, also im Rahmen der Angaben der Liste C interpretierbar.

Sonstige Bauprodukte sind solche, die – deutschen – **allgemein anerkannten Regeln der Technik** entsprechen, im Normalfall DIN-Normen, natürlich auch DIN EN-Normen, aber auch Handwerksregeln oder Richtlinien von Fachkreisen, denn "allgemein anerkannte Regeln der Technik" bedeutet, dass diese Regeln den einschlägig damit befassten Kreisen bekannt sind. Sonstige Bauprodukte sind im Sinne der Landesbauordnungen **keine** geregelten Bauprodukte (einzig und allein weil kein "**bauaufsichtlicher** Anspruch" erhoben wird). Sie müssen kein Ü-Zeichen tragen – dürfen nicht mal eines haben.

Wie ich aus meiner Tagesarbeit weiß, ist in der Praxis das Auseinanderhalten der genannten **deutschen** Regelungen schon nicht ganz einfach, da kommt die segensreiche Europäische Union und stülpt uns ihre Produktregelungen über – zum Glück (wie ich es eingangs schon sagte) nur dem **Markt**, nicht dem Verwender oder Anwender, obwohl man bei der Abfassung der Bauproduktenrichtlinie natürlich auch im Sinn hatte, eine Harmonisierung/ Angleichung der Verwendungsvorschriften herbeizuführen. Aber nochmals: die europäische Harmonisierung betrifft **nur** das **In-Verkehr-bringen** von Bauprodukten, **nicht** deren **Verwendung** und auch nicht die öffentlich-rechtlichen Anforderungen, die an bauliche Anlagen gestellt werden. Diese bleiben **voll** in der **Zuständigkeit der Mitgliedstaaten**.

Ganz eindeutig bezweckt also die Bauproduktenrichtlinie eine Vereinheitlichung der Regelungen im Europa der Mitgliedstaaten. A priori soll die Harmonisierung auf dem Sektor der europäischen Normung stattfinden, und für den Fall, dass der Klub **CEN** (= Comité Européenne de Normalisation) nicht oder nicht in absehbarer Zeit **harmonisierte** europäische Normen (hEN) zur Verfügung stellen kann, sieht die Bauproduktenrichtlinie vor, dass als andere **technische Spezifikation** eine europäische technische Zulassung (ETA) möglich ist. Dies gilt natürlich auch, wenn "nicht unwesentlich" von vorhandenen harmonisierten europäischen Normen abgewichen wird – das entspricht exakt der Regelung im deutschen Baurecht, nämlich: zuerst gilt die **DIN-Norm** und erst dann, wenn keine Normen vorhanden sind oder wesentlich von bestehenden Normen abgewichen wird, greift die **allgemeine bauaufsichtliche Zulassung**.

Nun ist im vereinten Europa etwas Erstaunliches festzustellen (oder erstaunt es etwa doch nicht?):

Seit fast 1 ½ Jahrzehnten existiert die Bauproduktenrichtlinie (das Bauproduktengesetz seit über einem Jahrzehnt) – und es gibt ein paar Handvoll harmonisierte EN-Normen Genauer: Zum 30. Juni 2002 sind 68 harmonisierte Normen verfügbar, eine für meinen Geschmack wahrhaft "tolle" Leistung im Europa der ungezählten Arbeitsgruppen und Gremien Eine einzige Norm – die EN 197 für Zement – ersetzt seit April 2002 die entsprechenden nationalen Normen; für 17 EN-Normen ist zum Zeitpunkt dieses Vortrages gerade die Koexistenzperiode abgelaufen, wonach entgegenstehende nationale Normen zurückgezogen werden müssen. Aber keine Bange: nicht eine dieser Normen hat auch nur entfernt etwas mit der Holzbauwirtschaft zu tun.

Überhaupt: was ist mit dem Holzbau, um den es sich hier ja drehen soll? Es gibt eine einzige EN-Norm, die harmonisiert ist, die also ins jeweilige nationale Regelungsnetz zu übernehmen ist. Diese Norm hat es allerdings in sich, es ist die EN 13 986 "Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen – Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung".

Bevor ich anhand dieser Norm die Auswirkung insbesondere der europäischen Normung auf die Holzbauwirtschaft, wie ja das Thema des Vortrages lautet, skizziere, möchte ich Ihnen zur Beruhigung, zum Erstaunen, zur Belustigung oder was immer nur noch mitteilen, dass der Holzbau mit keiner Norm an einer Schlussabstimmung des CEN – dem sogenannten "Formal Vote" – beteiligt ist. Aber von den 93 Normenentwürfen, die in diesem Jahr oder im nächsten das "Stadium 49" erreichen sollen, sind wahrhaftig **vier**

Holzbaunormen:

prEN 14 080: Holzbauwerke; Brettschichtholz; Anforderungen
und

prEN 14 081-1 bis -3: Holzbauwerke; Nach Festigkeit sortiertes Bauholz für tragende Zwecke mit rechteckigem Querschnitt

Teil 1: Allgemeine Anforderungen

Teil 2: Maschinelle Sortierung – Zusätzliche Anforderungen an die Erstprüfung

Teil 3: Maschinelle Sortierung – Zusätzliche Anforderungen an die werkseigene Produktionskontrolle

Die beschriebenen Tatsachen provozieren natürlich die Frage, warum das so ist, warum der Holzbau zum Beispiel so hinterherhinkt. Nun, diese Frage kann ich nicht

beantworten, hätte allenfalls eine Vorstellung, weshalb die Initiative lahmte. Ich möchte daran erinnern, dass das Begehren zur Erarbeitung oder Änderung einer Norm immer von der Herstellerseite, teils auch Anwenderseite kommt, also von Industrie und Handwerk; der Staat hat noch nie etwas erfunden, er reagiert nur auf das, was er vorfindet

Zur Beruhigung sei bemerkt, dass das Fehlen von europäischen Regelungen die deutschen Unternehmungen in keiner Weise benachteiligt, da natürlich auch kein Konkurrent aus dem EU-, EWR- oder sonstigen Ausland etwa CE-Produkte anbieten kann – mangels harmonisierter Produktregeln.

Bevor ich später zum "zweiten Standbein" der europäischen Harmonisierung etwas sage, der eingangs erwähnten europäischen technischen Zulassung, möchte ich auf **die einzige harmonisierte Holzbau-Norm** zurückkommen:

Diese Norm EN 13 986 für Holzwerkstoffe – ins deutsche Regelwerk als DIN EN 13 986 übernommen – ist erforderlich geworden, weil die Holzwerkstoffnormen

- EN 300 (OSB)
- Reihe 312 (Spanplatten)
- Reihe 622 (Faserplatten)
- Reihe 634 (Zementgebundene Spanplatten)
- Reihe 636 (Sperrholz)

Ende der 80er/ Anfang der 90er Jahre des 20. Jahrhunderts erarbeitet und so gut wie nie überarbeitet wurden und insbesondere keine Angaben über das **Konformitätsnachweisverfahren** und die **(CE-) Kennzeichnung** enthalten. Die EN 13 986 – auch als Deckelnorm oder "Umbrella"-Norm bezeichnet – regelt dies nun umfassend und trägt natürlich auch der fortgeschrittenen Entwicklung und Erkenntnis Rechnung, enthält auch Angaben, die so in den alten Produktnormen nicht enthalten sind. So sind z.B. Mehrschichtplatten, als Massivholzplatten bezeichnet und dem Sektor Holzwerkstoffplatten zugeordnet, ebenso enthalten wie bestimmte Faserplatten, MDF zum Beispiel, die in Deutschland bisher allgemein bauaufsichtlich zugelassen sind. Furnierschichtholz, für das die Abkürzung LVL benutzt wird, also "Laminated Veneer Lumber", wird in EN 13 986 zwar genannt, aber es sind keinerlei Anforderungen oder Eigenschaften zu finden, so dass nach wie vor dafür eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich ist.

Was bedeutet nun das Vorhandensein dieser harmonisierten Norm für die Hersteller von Holzwerkstoffprodukten **und** – nicht zu vergessen – für die Verwender der Bauprodukte? Zunächst einmal bekommt der Hersteller die Anweisung, sein Produkt, das ja mit einem CE zu versehen ist, mit der Normennummer DIN EN 13 986 zu kennzeichnen, mit einem Verweis auf das betreffende Produkt, also z.B. für Spanplatten. Die Herstellbedingungen findet der Hersteller in der älteren Produktnorm, z.B. DIN EN 312-5, sofern die Deckelnorm nicht korrigierende oder ergänzende Angaben enthält. Dies hört sich etwas kompliziert oder sogar konfus an, relativiert sich aber, wenn man die Papiere studiert

Das europäisch vereinbarte System sieht vor, dass nach Verfügbarkeit der Norm ("Date of Availability" = DAV) sich eine neunmonatige Umsetzungszeit anschließt, in der jeder Mitgliedstaat die Norm "annehmen" muss, also dafür zu sorgen hat, dass das nach der harmonisierten EN-Norm hergestellte Produkt auch verwendbar ist ("Date of Applicability" = Dapp). Gleichzeitig startet mit diesem Datum, also DAV + 9 Monate, die sogenannte Koexistenzperiode von 12 Monaten, während der die nationale und europäische Norm nebeneinander bestehen und angewendet werden darf, nach deren Ende die **entgegenstehende** (quasi gleichartige) nationale Norm zurückgezogen werden muss ("Date of Withdrawal" = DOW). D.h.: nach Erscheinen der bisher einzigen harmonisierten Holzbaunorm **EN 13 986** im Juni 2002, die im Juli 2002 in deutscher Fassung als **DIN EN** erschienen ist, muss die deutsche Bauaufsicht festgelegt haben, wie diese Norm ins deutsche Regelwerk zu übernehmen ist

Praktisch bedeutet dies, dass z.B. im Falle von Spanplatten nach DIN 68 763 geklärt werden muss, inwieweit die alte deutsche Norm durch die "quasi harmonisierten" DIN EN 312-4 und –6 für den Trockenbereich (bisher V 20) und DIN EN 312-5 und –7 für den Feuchtbereich (bisher V 100) zu ersetzen ist. Für den Fall, dass festgestellt wird, dass nicht alle Eigenschaften der bisherigen Spanplatten (für tragende Zwecke) durch die vorhandenen DIN EN-Normen abgedeckt sind, muss eine sogenannte **Restnorm** erstellt werden, die die nicht oder nicht vollständig von der DIN EN-Norm erfassten Eigenschaften und Kennwerte ergänzt; die Restnorm stellt die bisherige DIN-Norm minus DIN EN-Norm dar:

$$\text{DIN (Rest)} = \text{DIN (Ist)} - \text{DIN EN}$$

Wenn Sie denken, dass das Szenario damit bereits abgehandelt ist, so muss ich bremsen:

Selbst wenn die Spanplatte ordnungsgemäß und ganz legal mit dem **CE** gekennzeichnet ist, weil sie nach DIN EN 13 986 hergestellt wurde, - was im Übrigen wie folgt aussehen könnte

CE
Zugelassene Überwachungs-Stelle/CPD
Hersteller ABC 02 ((Kennzeichnungs-Jahr 2002))
DIN EN 13986 P5 ((DIN EN 312-5)) E1 ((Formaldehyd-Emissionsklasse))

und wenn für eine Eigenschaft (z.B. im Gesundheitsbereich) aufgrund der Restnorm ein **Ü-Zeichen zusätzlich** auf dem Produkt angebracht wurde, **wie** darf dann das Bauprodukt Spanplatte verwendet werden? Dafür hat man sich eine **Anwendungsnorm** ausgedacht, für Holzwerkstoffe

DIN V 20 000-1

denn die harmonisierten EN-Normen sind natürlich in der noch auf nicht absehbare Zeit geltenden alten DIN 1052-1 bis -3 nicht genannt, ebenso wenig im Eurocode 5 **mit zugehörigem** Nationalen Anpassungsdokument (NAD).

Zur Erinnerung:

Wenn ein Bauprodukt nach einer der in der Bauregelliste A Teil 1 genannten technischen Regeln hergestellt wird, dann natürlich auch das bauaufsichtliche Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) trägt, dann weiß jeder **Anwender**, also der Planende, der Konstrukteur, der Statiker, dass die Platten im Rahmen von DIN 1052 verwendbar sind. Ebenso: Wenn ein Produkt allgemein bauaufsichtlich zugelassen ist, so sagt dieser Verwendbarkeitsnachweis, d.h. die Zulassung, für welchen Anwendungsbereich das Produkt genommen werden darf.

Hier zeigt sich deutlich, dass es einen gravierenden Unterschied zwischen deutscher und europäischer Bauproduktregelung gibt:

❖ Das "geregelte" deutsche Bauprodukt – dass sich **ausschließlich** in der Bauregelliste A Teil 1 findet – ist **direkt verwendbar**; die Nachweisregeln (Verwendungsregeln) für Planung, Bemessung und Ausführung von Bauwerken und die technischen Regeln für Bauprodukte sind im deutschen Regelwerk aufeinander abgestimmt. Ich setze hier einmal voraus, dass die am Bau Beteiligten wissen, dass die Verwendungsregeln in den "**Technischen Baubestimmungen**" zu finden sind; im Holzbau sind es bekanntlich nur zwei (einmal abgesehen von DIN 1074 für Holzbrücken):

- **DIN 1052-1 bis -3**: Holzbauwerke bzw. daneben als Alternative (zum Ausprobieren)

DIN V ENV 1995 Teil 1 (EC 5), **nur gemeinsam** mit dem Nationalen Anwendungsdokument (**NAD**)

- **DIN 68 800-2 und -3**: Holzschutz

❖ Das CE-gekennzeichnete europäische Bauprodukt – das in der Bauregelliste **B** Teil 1 nur dann Aufnahme findet, wenn es **bauaufsichtlich relevant** ist – ist **dann direkt verwendbar**, wenn die Verwendungsregeln/Anwendungsregeln (für Holzwerkstoffe die zitierte DIN V 20000-1) in die **Liste der Technischen Baubestimmungen** aufgenommen ist, wofür ein Hinweis in der Bauregelliste B Teil 1 zu finden sein sollte. Und das Ganze ist notwendig, weil die **europäische Produktnorm** und die **nationale Planungs-, Bemessungs- und Ausführungsnorm** nicht zueinander passen – das wird voraussichtlich eines Tages anders sein, wenn DIN 1052 **NEU** bauaufsichtlich eingeführt ist

Das CE, das ein Bauprodukt nur tragen darf, wenn es nach einer **harmonisierten** "technischen Spezifikation" hergestellt wurde, ist zuallererst ein **Handelszeichen**. Dieses Produkt darf ohne Einschränkung **auf den Markt** aller EU-/EWR-Staaten, somit **in den Verkehr** gebracht werden; es darf weder zurückgewiesen noch etwa in irgendeiner Weise verändert werden

Ggf. **fehlende** oder unzureichende **Eigenschaften** oder **national strengere** Anforderungen (z.B. im Gesundheitsbereich) können am vorhandenen, fertigen Produkt durch **nachträgliche** Prüfungen festgestellt werden – im Rahmen der schon

erwähnten Restnorm oder sogar einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Diese nachträgliche Feststellung führt immer zu einem (bauaufsichtlichen) Ü-Zeichen.

Ich bin mir völlig im klaren darüber, dass Sie sich als Hersteller von Bauprodukten, erst recht aber als Anwender, Käufer, Bauherr fragen, wo denn die Vorteile der europäischen Harmonisierung eigentlich liegen sollen. Nun, die Idee war der Abbau von Handelshemmnissen, was meiner Einschätzung nach auch gelingen kann. Aber: bei der Erarbeitung der Bauproduktenrichtlinie (BPR) in den 80er Jahren und mit deren Erscheinen im Dezember 1988 hatte man sich wohl etwas übernommen oder zumindest die Folgen nicht übersehen können. Die Bauproduktenrichtlinie (und sinngemäß ebenso das deutsche **Bauproduktengesetz - BauPG**) sagt eben nur, dass die Bauprodukte **brauchbar** sein müssen:

Art. 4 Bauproduktenrichtlinie

(2) Die Mitgliedstaaten gehen von der Brauchbarkeit der Produkte aus, wenn sie so beschaffen sind, dass die Bauwerke, für die sie verwendet werden, den wesentlichen Anforderungen entsprechen, wenn diese Produkte die CE-Kennzeichnung tragen,

Die wesentlichen **auf Bauwerke anwendbaren** Anforderungen hierbei sind

- Mechanische Festigkeit und Standsicherheit
- Brandschutz
- Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz
- Nutzungssicherheit
- Schallschutz
- Energieeinsparung und Wärmeschutz

Nirgendwo dort (in der BPR und im BauPG) ist die Verwendung der Bauprodukte geregelt, dies ist den Mitgliedstaaten überlassen – und in Deutschland ist die Verwendung in den in dieser Hinsicht einmal fast gleichlautenden 16 Landesbauordnungen geregelt. Selbstverständlich müssen die Mitgliedstaaten ihre Anwendungsvorschriften/ -Normen bei der Europäischen Kommission (der "Regierung" in Europa) **notifizieren** lassen, also anmelden (in der Hoffnung, dass kein Widerspruch kommt).

Die nervende Darstellung des europäischen Systems der Bauprodukt-Verwertung, -Vermarktung, -Verwendung könnte so noch eine ganze Weile weitergehen. Die Holzbauwirtschaft scheint z.Z. noch wenig direkt betroffen, Ausnahme siehe vorn: DIN EN 13 986. Aber – es wurde schon darauf hingewiesen, dass eine harmonisierte EN (hEN) nur die eine der beiden gemeinten sogenannten "**technischen Spezifikationen**" ist. Allerdings war sie als die wichtigere europäische Spezifikation von der Kommission eingestuft worden; erst in zweiter Linie, nämlich wenn

- keine harmonisierte EN oder
- kein Mandat für eine hEN oder
- eine nicht nur unwesentliche Abweichung von einer hEN vorliegt, kann eine **europäische technische Zulassung (ETA = European Technical Approval)** erteilt werden.

Ich möchte jetzt nicht allzu weitschweifig darauf eingehen, dass eine ETA auf der Grundlage einer **Leitlinie (ETAG = Guideline for European Technical Approval)** nach Art. 11.2 Bauproduktenrichtlinie oder auf der Grundlage **gemeinsamer Verfahrensregeln (CUAP = Common Understanding of Assessment Procedure)** gem. Art. 9.2 Bauproduktenrichtlinie erteilt werden kann. Nur so viel: in jedem EU-/EWR-Mitgliedstaat existiert mindestens eine sogenannte EOTA-Stelle (EOTA = European Organisation for Technical Approvals) für die Erteilung von ETA's, in Deutschland ist es nur das DIBt.

Den Holzbau und die Holzbauwirtschaft betreffend, sind auf dem Gebiet der europäischen technischen Zulassungen wesentlich mehr Aktivitäten im Gange als auf dem Gebiet der Normung. Die Normung, d.h. die europäische Normung durch das CEN, ist zum großen Teil von einer derart unzureichenden Qualität, dass ohne nationale "Nacharbeit" die bisher gewohnte eindeutige Herstellung und Beschreibung des Bauproduktes kaum möglich ist. Allzu verwunderlich ist dies zwar nicht, da eine europaweit geltende Norm immer nur ein Konglomerat verschiedener Vorstellungen, Traditionen, Möglichkeiten sein kann, aber gemeint hatten die Verfasser der Bauproduktenrichtlinie das nicht

Neben der erwähnten nationalen (deutschen) Zusatzregelung in Form der bauaufsichtlichen Zulassung sind bereits etliche europäische Holzbauproduktregelungen im Gange, zwar meist noch im Stadium der Verfahrensregeln (ETAG und CUAP) für die

Erteilung einer ETA, aber immerhin mit **möglichen** gravierenden **Folgewirkungen** für die bislang im jeweiligen nationalen Bereich produzierenden Hersteller.

Ohne Anspruch auf Vollständigkeit seien hier folgende den Holzbau direkt oder indirekt betreffenden Leitlinien (ETAG's) genannt:

ETAG 003 (fertiggestellt)	= Bausätze für innere (nichttragende) Trennwände
ETAG 007 (fertiggestellt)	= Bausätze für den Holzrahmenbau
ETAG 011 (fertiggestellt)	= Leichte Holzbauträger und –stützen
ETAG 012 (fertiggestellt)	= Bausätze für Blockhäuser
ETAG xxa (in Arbeit)	= Stahlblechformteile mit zugehörigen Verbindungsmitteln
ETAG xxb (in Arbeit)	= Vorgefertigte tragende Tafeln aus Holz und Holzwerkstoffen
ETAG xxc (in Arbeit)	= Leichte selbsttragende Verbundelemente für Wände, Decken und Dächer
ETAG xxd (in Arbeit)	= Vorgefertigte Gebäude (Raummodule)
ETAG xxe (in Arbeit)	= Bausätze für Kühlräume

Die fatale Wirkung der ETAG's ist, dass während der Koexistenzperiode – die hier 24 Monate beträgt – zwar die nationalen Regelungen (DIN, allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen) angewendet werden dürfen, nach Ende der Koexistenzphase (DOW) die nationalen **entgegenstehenden** bzw. **gleichartigen** Regeln nicht mehr gelten.

Nebenbei bemerkt: Für die vorgenannten **Bausätze** (= Kits) - eine nachträglich erfundene besondere Art von Bauprodukten, als man feststellte, dass man Bausysteme (= Bauarten) nicht handeln kann - besteht in Deutschland keine Gefahr, dass irgendwelche konkurrierenden Produktregeln zurückgezogen werden müssen, da es **keine Normen** oder **Zulassungen** für solche **Bausätze** gibt. Eine ETA z.B. für "Bausätze für nichttragende innere Trennwände" ist eine Option: man kann mit dem CE-gekennzeichneten Bauprodukt "Bausatz" im großen Europa frei handeln. **Einzelne Trennwände** bleiben, was sie sind: sonstige Bauprodukte, die nur in genau definierten Fällen eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses bedürfen:

Bauprodukte nach Bauregelliste A Teil 2, Nr. 2, für die es Technische Baubestimmungen oder allgemein anerkannte Regeln der Technik nicht für alle Anforderungen gibt und die hinsichtlich dieser Anforderungen nach allgemein anerkannten Prüfverfahren beurteilt werden können

Lfd. Nr.	Bauprodukt	Verwendbarkeitsnachweis	anerkanntes Prüfverfahren nach	Übereinstimmungsnachweis
1	2	3	4	5
2.2	Vorgefertigte, nichttragende, innere Wände, die entweder der Absturzsicherung dienen oder für deren Verwendung Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer oder den Schallschutz gestellt werden mit Ausnahme von solchen aus Glas	P	DIN 4103-1:198407 je nach Verwendungszweck gilt: DIN 4102-2:1977-09, DIN EN ISO 717-1:1997-01 ..., in Verbindung mit Anlage 8 ...	ÜH

Bild 2: Trennwände, die eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses bedürfen

Eine Koexistenzperiode gibt es bei den "Gemeinsamen Verfahrensregeln" (CUAP) zur Zeit (und nach meinem Geschmack hoffentlich auch auf Dauer) nicht, so dass nationale und europäische Produkte nebeneinander hergestellt, verkauft und unter bestimmten Bedingungen auch eingebaut werden können.

Mit Stand 31. Juli 2002 sind folgende den Holzbau betreffende CUAP-Entwürfe in Arbeit:

- 03.04/07 = Holzbaulemente für Wände und Dächer
- 04.04/20 = Fassadenelemente aus Spanholzformteilen
- 05.01/05 = Holzbaulemente für Decken
- 05.04/04 = Gipsfaserplatten zur Beplankung von Wänden vorgefertigter Häuser (Gipsfaserplatten zur Beplankung und Bekleidung von Holzbauteilen)

Letztere ist fertiggestellt, die erste ETA liegt im Entwurf vor und wird den anderen EOTA-Stellen zur Stellungnahme zugeleitet.

Zu bemerken ist hier noch, dass für die genannten vier Holzbau-CUAP's in Deutschland allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen existieren, somit eigentlich **nur** eine "Umschreibung" der deutschen Zulassung in eine ETA vorzunehmen ist. Welche Schwierigkeiten auf dem bürokratischen Weg durch die europäischen Instanzen hier

auftreten – und es ist noch kein Ende abzusehen – erspare ich mir zu schildern, nur soviel: die "Eurokratie" ist die Quadrierung der deutschen Bürokratie ...

Wie man sieht, ist die Holzbauwirtschaft durch die Arbeit der EOTA schon jetzt wesentlich stärker betroffen, als sie es gehaut oder gefürchtet hat. Dass sie in diese Entwicklung so gut wie gar nicht eingebunden ist, liegt daran, dass Hersteller von Bauprodukten sich an jedes beliebige EOTA-Institut – jedoch dann nur an dieses eine – wenden können, um eine europäische technische Zulassung für ihr Produkt zu erwirken. Von diesem Verfahren erfährt die Konkurrenz dann ebensowenig, wie das im deutschen Zulassungsverfahren der Fall ist. Wenn die a priori gemeinte Harmonisierung über das europäische Normenwerk gut, besser, wesentlich besser lief, wäre das nicht so.

Mein Vorschlag wäre: die deutschen Hersteller, hier: die Holzbauwirtschaft, mischen stärker bei den europäischen Regelungen mit – bisher war das nach meinen Erfahrungen äußerst spärlich ... Nur so kann verhindert werden, dass aus dem europäischen Wirtschaftsraum Bauprodukte – legal mit einer CE-Kennzeichnung versehen – auf dem nationalen Markt auftauchen und letztlich auch am Verwendungsort, der Baustelle, von denen die einheimische Industrie oder das Handwerk zuvor nichts gehört hatten.

Dipl.-Ing. Matthias Gerold

Beratender Ingenieur • Prüfenieur für Baustatik
ö. b. u. v. Sachverständiger
Reinhold-Frank-Straße 48b
76133 Karlsruhe
Tel.: (07 21) 18 19-0
Fax: (07 21) 18 19-60



1959	Geboren
Ausbildung	Konstruktiver Ingenieurbau an der Universität (TH) Karlsruhe
Weiterbildung	ö. b. u. v. Sachverständiger für Baustatik und Baukonstruktionen des Beton-, Stahl-, Holz- und Glasbaus
berufl. Tätigkeit	Beratender Ingenieur, Prüfenieur für Baustatik, Fachrichtungen Massiv- und Holzbau, Eisenbahnprüfenieur Über 40 Veröffentlichungen und Beiträge in Fachzeitschriften, zahlreiche Vorträge und Mitherausgeber des Buches „Bemessung von Holzbauwerken nach „Eurocode 5“ Mitarbeit in zahlreichen, überwiegend deutschen Normen- und Richtlinienausschüssen
Lehrtätigkeit	für Holzkonstruktionen an der Universität Stuttgart

Holz – prädestiniert für den Hallenbau, vertieft an den Messeneubauten in Karlsruhe und Sinsheim

1 Einleitung

Abb. 1 zeigt sehr filigrane Bogenbinder, die räumlich zusammengestellt eine Fahrbahn tragen (vgl. /8/). Warum als Einführung eine Fußgängerbrücke, wenn es um Hallen-tragwerke geht?

Zum Einen ist Holz der älteste Baustoff der Welt, als es um die Überbrückung tiefer wie weiter Täler ging. Dies zeigen beispielhaft die historisierend nachgebauten Zugänge zu den Pfahlbauten in Uhdlingen am Bodensee aus der Jungsteinzeit (3000 bis 1800 v. Chr.). In /4/ ist auch die Rekonstruktion einer der Rheinbrücken Cäsars enthalten, welche sich durch Funde bei Neuwied belegen ließ. Beide Beispiele verdeutlichen, warum der reichlich vorhandene Werkstoff Holz schon frühzeitig mit Hilfe einfacher Bearbeitungs- und Montagetechniken für große Bauwerke eingesetzt wurde.

Zum Anderen sind Brücken (**Abb. 2**) und Türme (**Abb. 3**) bis heute typische Ingenieurbauwerke, mit denen es gelingt, große Räumen, Lichtraumprofile oder Volumina zu überspannen oder große Höhen zu überwinden. Die Tragelemente dieser Bauwerke und -arten sind der Fundus, auf dem wir heute im Hallenbau aufbauen.

Auch erhielt der Hallenbau wichtige Impulse aus anderen Bereichen des Holzbaus. Stellvertretend seien hier kühne Konstruktionen wie Kriegsgeräte (**Abb. 4**) oder Turmdrehkräne (**Abb. 5**) genannt.



Abb. 1: *Brücke baumstark! im Haus der Wirtschaft, Stuttgart (D) Fußgängerbrücke im Rahmen der Ausstellung „baumstark! Holz = Wald = Kultur“*



Abb. 2: *Cascade-Bridge der Erie-Eisenbahn (USA)*



Abb. 3: *Campanile Allmersbach im Tal (D)*



Abb. 4: Trojanisches Pferd im Europa-Park Rust (D)



Abb. 5: Turmdrehkran am Main in Würzburg (D)

2 Vorteile des Werkstoffes Holz

Bevor auf weit gespannte Tragwerke im Einzelnen, und auf einzelne Aspekte der Messeneubauten in Karlsruhe und Sinsheim im Besonderen eingegangen wird, seien einige Vorteile des Werkstoffes Holz nochmals in Erinnerung gerufen:

- **Formgebung**

Abb. 6 und **Abb. 7** zeigen stellvertretend, dass mit den heute zur Verfügung stehenden Schichthölzern und plattenförmigen Werkstoffen nahezu jede räumliche Krümmung balkenförmiger wie flächiger Holzelemente möglich ist. Gerade den flächigen Strukturen wird in puncto Ästhetik und Spannweite die Zukunft gehören !



Abb. 6: Außenansicht Multihalle Mannheim (D)



Abb. 7: Innenansicht Solebad Bad Dürheim „Solemar“ (D)

Gewerbebauten wurden häufig als reine Wetterschutzhüllen gesehen - wirtschaftlichst errichtet, ohne gestalterischen Anspruch. Gerade zum letzten Punkt hat bei vielen Firmeninhabern ein Umdenken begonnen. Man will zeigen, mit welchem Werkstoff man handelt. Und man will sich von der Konkurrenz abheben, auf sich aufmerksam machen !!! - ganz zu schweigen von den Vorteilen einer unglaublichen Motivation und Identifikation der Mitarbeiter mit ihrem Unternehmen. Die angenehme, heimelige Atmosphäre liefert der Werkstoff Holz per se. Auch orientiert sich nicht nur die öffentliche Hand bei ihren Baumaßnahmen immer stärker an der Nachhaltigkeit.

- **Geringe Bauzeiten durch weitestgehende Vorfertigung**

Auf das Muss einer wirtschaftlichen Errichtung von Gewerbebauten wurde bereits hingewiesen. Dies gilt in gleicher Weise heute auch für die öffentliche Hand. **Abb. 8** zeigt eine Innenansicht des „Haus für Kinder“ im Scharnhäuser Park, erstellt im Rahmen der Konversion des ehemaligen amerikanischen Flughafens und der Landesgartenschau Ostfildern 2002. Sie zeigt, dass auch bei mannigfacher, verschiedenartiger Innenraumgestaltung eine weitestgehende Vorfertigung der Haupttragkonstruktion sowie der Dach- und Wandelemente im Holzbau problemlos möglich ist, verbunden mit kurzen Montagezeiten. Zudem ist beim Werkstoff Holz das Verhältnis von Biegefestigkeit zu spezifischem Gewicht im Vergleich zu allen anderen Baumaterialien unschlagbar. Dadurch kann der Werkstoff Holz gerade bei Umbauten und Aufstockungen vorteilhaft eingesetzt werden.

- **Montagevorteile**

Auf die Vorteile des geringen spezifischen Gewichtes des Werkstoffes Holz wurde bereits hingewiesen. **Abb. 9** zeigt einen weiteren Montage-Vorteil auf - den bereits betonierten Stahlbetonbogen über den Elorn zwischen Brest und Plougastel in Frankreich. Der Stahlbetonbogen wurde auf einer Holzbogenschalung mit einer Spannweite von 150 m betoniert, welche auf einem eigenständigen Prahm schwamm. Häufig liegen die auf eine derartige Baubehelfe anzusetzenden Einwirkungen in einer ähnlichen Größenordnung wie die für das endgültige Bauwerk.



Abb. 8: Innenansicht Ostfildern - Scharnhäuser Park "Haus für Kinder" (D)



Abb. 9: Bogenbrücke über den Elorn zwischen Brest und Plougastel (F): Bogenschalung auf eigenständigem Prahm, Spannweite 150 m

- **Große Nutzungsvervariabilität**

Nicht nur im Hinblick auf eine spätere Veräußerung oder neue Nutzer werden bauherrenseits zunehmend (nahezu) stützenfreie Konstruktionen gefordert. Massive Holzträger mit Spannweiten bis 65 m oder Holzfachwerkträger wie Bogentragwerke mit freien Spannweiten bis zu 140 m erfüllen diese Anforderungen mühelos, wie im Abs. 3 noch gezeigt wird.

- **Geringe Erstehungskosten bei 'Rohbau = Ausbau'**

Dieses Schlagwort bedarf keiner weiteren Erläuterung.

Der Einsatz chemischer Holzschutzmittel kann bei sorgfältiger Planung und konsequenter Beachtung der Vorgaben der DIN 68 800 Teil 2 weitestgehend vermieden werden.

- **Niedrige Folgekosten bei Umbau oder Abbruch**

Auch in diesem Punkt ist der Holzbau nahezu unschlagbar.

- **Thema Brandschutz**

Holz ist zwar ein „brennbarer Baustoff“; hat jedoch u. U. ein wesentlich günstigeres Brandverhalten als das spröde Material Glas, der bei hohen Temperaturen ins Fließen geratende Baustahl oder eine schlagartig zum Kollaps führende Spannbetonbewehrung einer Massivkonstruktion (alle drei sogenannte „nicht brennbare Baustoffe“). Bei Holzbauwerken großer Spannweite ergeben sich per se Querschnittsabmessungen, welche in der Lage sind, auch rechnerisch Feuerwiderstandsdauern von 30, 60 oder gar 90 Minuten zu erreichen. Daher besitzt die Halle VI der Messe Sinsheim im Unterschied zu den weiteren, in Südwestdeutschland z. Z. im Bau befindlichen oder geplanten Messen Friedrichshafen, Karlsruhe und Stuttgart keine flächendeckende Besprinklerung.

Doch zunächst einmal zum Dachtragwerk.

Abb. 10a zeigt das statische System der Messehalle. Im Zuge der Lastaufbringung bzw. der äußeren Einwirkungen erzeugt der 73,4 m weit gespannte Dreigelenk-Bogenbinder einen Horizontalschub auf die Unterstützungsstruktur. Zum Ausgleich der Horizontalkräfte aus den symmetrisch einwirkenden Lasten wurde daher eine hochfeste Unterspannung angeordnet. Unter Berücksichtigung der elastischen Dehnung der Unterspannung, der Steifigkeit der 12 m hoch auskragenden Stahlbetonstützen sowie der Nachgiebigkeit des Baugrundes stellt sich unter Vollast eine Verformung der Auflagerpunkte der Bogenbinder von beidseitig 1,3 cm nach außen ein (**Abb. 10b**). Daraus resultiert eine Absenkung des Scheitelpunktes des Bogenbinders um 60 cm. Damit die Unterspannung immer ideal gerade zwischen den beiden Auflagerpunkten verläuft, wurden sowohl der Bogen überhöht hergestellt als auch in den vertikalen Abhängungen (Holzpfosten) eine entsprechende Verschiebemöglichkeit vorgesehen. Letztere verringert auch die Einspannmomente der Hänger in die Bogenbinder in Folge möglicher Vorverformungen. Die Abhängungen waren erforderlich, um die Durchbiegung der Unterspannung infolge Eigengewicht zu minimieren. Unter ästhetischen Gesichtspunkten hätten diese auch mit einem geringeren Querschnitt und in einem anderen Material (Stahl) ausgeführt werden können. Im Hinblick auf die geforderte Feuerwiderstandsdauer wurden die Abhängungen jedoch als Quadrathölzer ausgebildet.

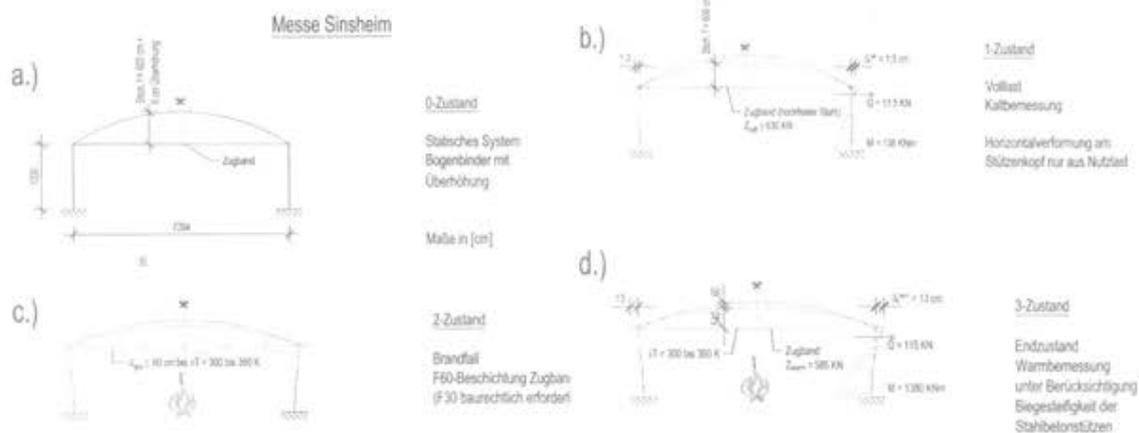


Abb. 10: Halle VI Messe Sinsheim

- a) Statisches System b) Kaltbemessung
c) Brandfall d) Warmbemessung

Grundsätzlich ergeben sich entsprechend der Landesbauordnung (LBO) Baden-Württemberg und ihrer Rechtsvorschrift, der Versammlungsstättenverordnung, für große Hallenbauwerke erforderliche Feuerwiderstandsdauern von 30 Minuten für die Dachkonstruktion und 90 Minuten für die lastabtragenden Bauteile und Zwischendecken. Auf die Anordnung von Brandabschnitten (alle 40 m) im Halleninneren kann, u.a. bei Anordnung einer ausreichenden Anzahl von Fluchttüren in den Außenwänden, bei Abtrennung der Einbauten und bei flächendeckender Installation einer Sprinkleranlage, verzichtet werden.

Da letzteres aus wirtschaftlichen Überlegungen heraus (Folgekosten) nicht gewollt war, musste die Holzdachkonstruktion doch der Anforderung F 30-B gemäß LBO genügen. Es wurde daher folgendes Brandschutzkonzept entwickelt:

Die relativ großen Holzquerschnitte der Hauptbinder und Pfetten ermöglichten mühelos eine Einstufung in die Feuerwiderstandsdauer F 30-B. Gleiches galt für die Stahlbetonstützen (F90). Die Aussteifung der Hallenkonstruktion wurde mit Diagonalen aus BS-Holz ausgeführt, für die in der Warmbemessung keine wesentlichen Querschnittsvergrößerungen erforderlich wurden.

Im vorliegenden Fall musste dennoch mit Temperaturen gerechnet werden, die den hochfesten Stahl ins Fließen gebracht hätten. Es wurde daher eine F60-Beschichtung aufgebracht, die sowohl zu einer verlangsamten Erwärmung des Rundmaterials führt, als auch die Stahldehnungen wirkungsvoll begrenzt. Im vorliegenden Fall konnte durch eine Brandschutztechnische Beurteilung /4/ bestätigt werden, dass in den hochfesten Stahlzuggliedern dann mit Temperaturen von (nur) 300°C bis 350°C zu rechnen ist (**Abb. 10c**). Damit wird ein Fließen des Stahles während einer rechnerisch 30-minütigen Brandbeanspruchung nicht erreicht. Die elastische Dehnung der Unterspannung infolge dieser Erwärmung wird jedoch durch die Biegesteifigkeit der Stützen begrenzt; die Stützen übernehmen ab diesem Zeitpunkt die anfallenden horizontalen Auflagerkräfte. Die Kopfverformung der Stützen beträgt im Brandfall 13 cm beidseitig (vgl. **Abb. 10d**)

und entspricht somit der 10-fachen Verformung aus der Kaltbemessung. Für die Stahlbetonstützen und ihre Gründung ergibt sich daher im Brandfall die 10-fache Biegebeanspruchung im Vergleich zur Kaltbemessung. Allerdings resultierte daraus bei Ansatz des im Brandfall einzuhaltenden geringeren Sicherheitsniveaus als auch der für die druckbeanspruchten Kragstützen erforderlichen Mindestbewehrung nach DIN 1045 keine erforderliche Vergrößerung der Beton- wie Stahlmengen für die Stütze.

Um im Brandfall die Rauchentwicklung im Publikumsbereich in Grenzen zu halten, wurden in der Dachfläche ausreichend RWA-Klappen eingebaut, die im alltäglichen Gebrauch auch zur Lüftung herangezogen werden können.

Zu den sonstigen Besonderheiten der Halle VI wird auf Abs. 3.2 und auf /11/ verwiesen. Diese Betrachtung sowie die vielen, z.Z. im Bau befindlichen Eissport- und Mehrzweckhallen sowie Spassbäder zeigen ganz eindeutig, dass heutzutage - trotz Brandschutzanforderungen - Holzdächer bis 85 m Spannweite absolut konkurrenzfähig zu Stahl- und Stahlbetonbauwerken sind !!

• Bauphysik

Auch in puncto Wärme- und Feuchteschutz ergeben sich bei Einsatz des Werkstoffes Holz Vorteile. Als Paradebeispiel sei hier die Achterbahn im Heidepark Soltau genannt, welche den in Norddeutschland herrschenden Klimata ausgesetzt ist. Insbesondere an die Formstabilität der Führungsschienen der Wagen wurden dabei hohe Anforderungen gestellt (vgl. Abb. 11).



Abb. 11: Achterbahn Heidepark Soltau (D): Montage Treppen auf Holzgerüst, Schienen aus Furnierschichtholz

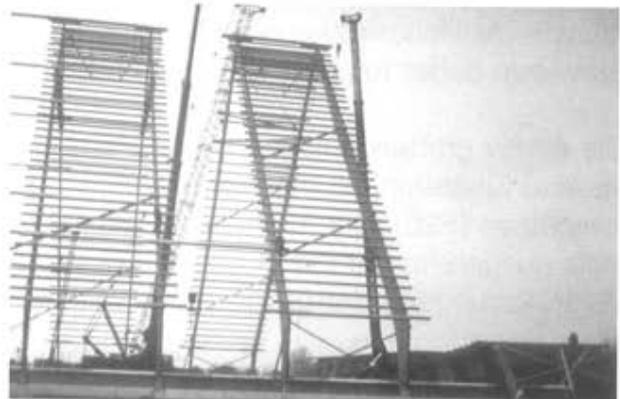


Abb. 12: Die in GEROLD 2001 /1/ abgebildeten Förderbandbrücken der Salzwerte Heilbronn oder die vielen noch existierenden Gradierwerke zeigen, dass Holz zudem bei aggressiven Medien vorteilhaft einsetzbar ist. Salze und Nitrate lassen andere Werkstoffe rosten oder führen zu Korrosion der Bewehrung durch Abbau des alkalischen Milieus im Beton.

3 Weit gespannte Tragwerke

3.1 Überblick

Für Lebensmittelmärkte oder Reithallen werden seit Jahrzehnten Holztragwerke nahezu konkurrenzlos eingesetzt. Allerdings sei hierbei angemerkt, dass Holzbaufirmen, insbesondere die Nagelplattenindustrie und die Zimmereibetriebe, welche Bauwerke mit Nagelplattenbindern erstellen, sich bemühen müssen, diese Stellung durch „Pfuscher am Bau“ nicht zu gefährden (siehe /5/, /9/).

Abb. 13 und **Abb. 14** zeigen stellvertretend für viele andere Bauwerke, dass ebene Tragwerke im Spannweitenbereich bis zu 40 m gerade im öffentlichen Bereich bevorzugt eingesetzt werden.



Abb. 13: Richard-Hirschmann-Eisstadion Esslingen a.N. (D): Innenansicht - Einheben einer Binderhälfte



Abb. 14 Sporthalle Stuttgart - Bad Cannstatt (D): Innenansicht mit Detail Lagerung Unterspannung

Die **Abb. 15** bis **Abb. 18** zeigen Beispiele räumlicher Tragstrukturen für Sportarenen mit Spannweiten bis über 100 m (/7/). Auch Trägerroste können, sofern z.B. entsprechende natürliche Beleuchtungen gewünscht werden, u.U. vorteilhaft eingesetzt werden (Abb. 19).



Abb. 15: Grundschule Aichach-Nord (D): Innenansicht räumliches Tragsystem Mehrzweckhalle



Abb. 16: ExpoDach Hannover (D): Lichtdurchlässige Dachkonstruktion

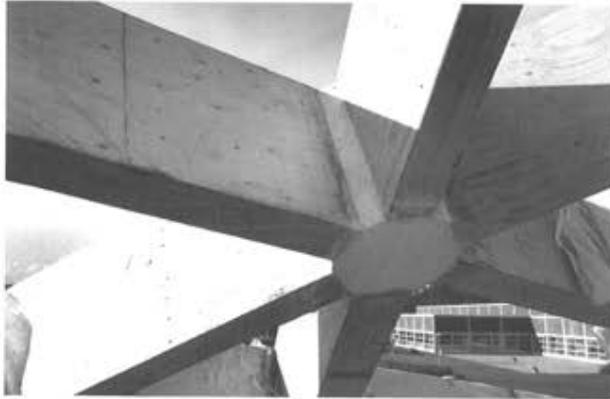


Abb. 17: Sporthalle in Oulu (SF): Bilder von der Montage, Beton-Knoten



Abb. 18: Innenansicht Eissporthalle Erfurt (D)

Abb. 20 und **Abb. 21** zeigen Dreiecksbinder als Torsionsröhren - einmal eingesetzt für eine verglaste, 80 m weit gespannte Fußgängerbrücke und einmal für die Dachkonstruktion einer Messehalle mit über 72 m Spannweite.

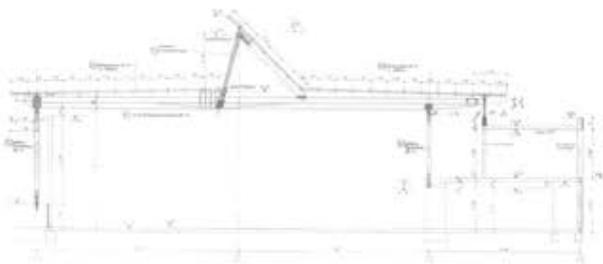


Abb. 19: Sporthalle Kirchheim a.N. (D):
Stahlfachwerkbinder als Unterstützung
BS-Holz-Binder (Trägerrost)



Abb. 20: Ansicht Fußgängerbrücke über
den Neckar in Neckarremse-Remseck
(D)



Abb. 21: Innenansicht Messezentrum
Nürnberg - Halle 7 (D)



Abb. 22: Kommunales Kulturzentrum /
Markthalle Ostfildern-Nellingen (D) Ehem.
END-Straßenbahndepot); Knotendetail

Abb. 22 zeigt den in 1988 erstellten Nachbau eines Daches in Zollinger Bauweise; **Abb. 23** und **Abb. 24** in Anlehnung daran entwickelte Schalentragwerke der Messen Friedrichshafen und Rostock. Dabei kamen, infolge der hohen Anschlusskräfte, auch neuartige Verbindungssysteme zum Einsatz (vgl. **Abb. 25** sowie Abs. 4).



Abb. 23: Neue Messe Friedrichshafen (D): Aufbau Zollinger-Schale Mehrzweckhalle



Abb. 24: Warnow-Halle für die IGA in Rostock (D): Innenansicht Bauzustand - Rautenkonstruktion in Anlehnung an die

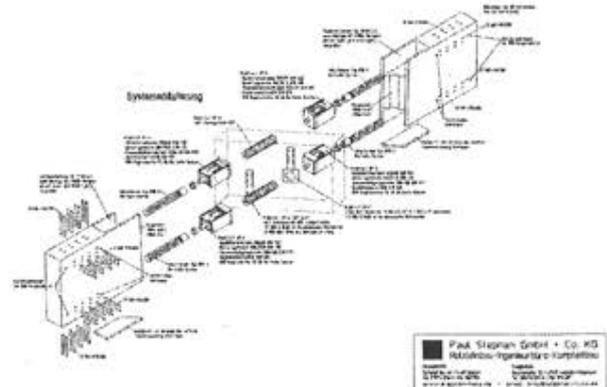


Abb. 25: Modell BVD-Ankerdübel für Warnow-Halle Rostock

Im Nachfolgenden soll etwas näher auf die Tragwerke der Messehallen in Sinsheim und Karlsruhe eingegangen werden.

3.2 Halle VI der Messe Sinsheim

• Allgemeines

Im Winter 2001 entschied die Messe Sinsheim GmbH, das vorhandene Messegelände in Sinsheim um eine neue Halle mit 10.500 m² Ausstellungsfäche zu erweitern. Die Messe Sinsheim zählt zu den wichtigsten privaten Messestandorten in Deutschland und erschließt sich mit der Vergrößerung des Messegeländes starke Wachstumschancen, insbesondere auch vor dem Hintergrund der großen Messeneubauten in Friedrichshafen und Karlsruhe.



Abb. 26: Innenansicht Messehalle VI, Sinsheim (D)

Die neue Halle VI hat eine freie Stützweite von 73,40 m (**Abb. 26**) und eine Gesamtlänge von 140,00 m. Das Dachtragwerk bildet ein Tonnendach aus BS-Holz. Die lichte nutzbare Höhe beträgt 12,00 m bis zur Unterkante der waagerechten Zugbänder der Hauptbinder. Die Firsthöhe beträgt 21,00 m. Die gesamte Technik sowie der Büro- und Eingangsbereich wurden in seitlich angehängte Gebäude integriert, die ebenfalls Dach- und Tragkonstruktionen aus BS-Holz erhielten.

• Tragkonstruktion

Als Hallentragwerk wurde ein Dreigelenkbogenbinder (**Abb. 10**) mit waagrechttem Zugband gewählt. Die Binder sind gelenkig auf eingespannten Stahlbetonstützen angeschlossen und bilden so ein herkömmliches und einfaches Tragsystem. Die Hauptachsen stehen im Abstand von 10,00 m und sind über Einhängepfetten aus BS-Holz miteinander verbunden. Auf diesen Pfetten ist eine Nut- und Federschalung befestigt, die die Aufdachdämmung und die Dachhaut aus Folie trägt.

• Planungs- und Bauzeit

Eine Herausforderung für die am Bau Beteiligten war weniger das Tragwerk an sich, sondern die enorm kurze Planungs- und Bauzeit. Anfang Februar 2002 wurden die Aufträge für die jeweiligen Gewerke und auch die Statik vergeben, Anfang März mit den Fundamentarbeiten begonnen und bereits am 24. September 2002 startete die erste Messe in der neuen Halle. Somit gab es eine reine Planungs- und Bauzeit von nur 7 Monaten.

• Kosten

Über die rationelle und zeitlich kurze Bauausführung hinaus ergaben sich für den Bauherrn weitere Vorteile. So betragen die Kosten für den Rohbau der Halle ca. 4,2 Mio € entsprechend 400,-- €/m² Hallenfläche. Die Gesamtkosten der Maßnahme einschließlich aller Anbauten, einer Fußgängerbrücke sowie der Außenanlagen betragen ca. 15,0 Mio €, die Planungskosten ca. 350.000,-- €.

- **Am Bau Beteiligte**

Bauherr:	Messe Sinsheim GmbH, 74889 Sinsheim
Tragwerksplanung:	Grossmann Bau GmbH & Co. KG, 83026 Rosenheim
Prüfingenieur:	Dipl.-Ing. M. Gerold, 76133 Karlsruhe
Ausführung Holzbau:	Grossmann Bau GmbH & Co. KG, 83026 Rosenheim
Montage Holzbau:	Holzbau Müller GmbH, 89134 Blaustein-Dietingen

3.3 Neue Messe Karlsruhe

- **Allgemeines**

Der geplante Neubau der „Neue Messe Karlsruhe“ beinhaltet im Wesentlichen vier rechteckig angeordnete eingeschossige Messehallen mit einer Länge von ca. 170 m bei einer Breite von ca. 82 m und einer Gesamtgrundfläche von jeweils ca. 14.000 m². Die Messehallen werden jeweils paarweise gegenüberliegend hinter einem quer davor liegenden Kopfbau angeordnet (**Abb. 27**). Der Abstand zwischen den Hallenlängsseiten beträgt jeweils 40 m und wird als Beschickungsfläche genutzt. Die Planung sieht dabei drei sog. Standardhallen für den reinen Messebetrieb vor, deren Traufhöhe 9,2 m und die Firsthöhe 19,2 m betragen. Die südwestlich gelegene Halle wird als sog. Mehrzweckhalle ausgebildet, wobei hier die Traufhöhe 13,4 m und die Firsthöhe 23,4 m betragen. Innerhalb der Hallen sind im Bereich der Umfassungswände zweigeschossige Lager-, Technik- sowie Sozialbereiche (sog. Seitenboxen) vorgesehen, welche brandschutztechnisch wirksam von den übrigen Hallenbereich abgetrennt werden. Zur technischen Erschließung der Halle wurden unterirdische sog. Spartenkanäle eingebracht, welche über zentrale, begehbare Hauptkanäle erschlossen werden. Die Verbindung zwischen den vier Hallen erfolgt über einen eingeschossigen Verbindungstrakt, den sog. Besucherrundgang, welcher an seiner Ostseite in einem Restaurantbereich und an seiner Westseite in das dortige Zentralgebäude mündet.

Dieses Zentralgebäude mit vier oberirdischen Geschossen beherbergt als Kopfbau den Eingangsbereich mit der dahinter liegenden Auktionshalle in filigraner Stahl-Glas-Bauweise. Der Hauptbau selber wird durch ein weit auskragendes Dach überspannt, dessen Eigenfrequenz unter 1,9 Hz liegt (**Abb. 28**). An der südlichen Grundstücksgrenze des gesamten Areales sind, mit einem Abstand von ca. 35 m zu den freien Stirnseiten der Messehallen, ca. 160 m lange Riegelbauten angeordnet, welche mehrgeschossig sind und Lagerbereiche sowie Funktionalräume für den Veranstaltungsbetrieb enthalten.

Alle vier Hallen erhielten eine flächendeckende Besprinklerung. An die Holzdachkonstruktionen ergaben sich daher keine Brandschutzanforderungen. Zur natürlichen Belichtung der drei Standardhallen und der Mehrzweckhalle wurden jeweils vier sog. Glasfugen angeordnet. Die Dachtragwerke der vier Hallen werden dadurch in fünf Abschnitte (3 Mittelfelder und 2 Endfelder) unterteilt. Als Haupttragelement für die Standardhallen wurden Bogenbinder aus BS-Holz gewählt; für die Mehrzweckhalle eine Rautenkonstruktion, bestehend aus einer oberen und einer unteren hölzernen Bogenschar.

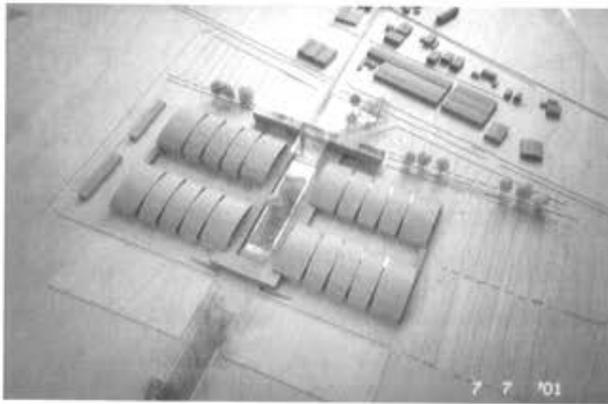


Abb. 27: Neue Messe Karlsruhe – Modell

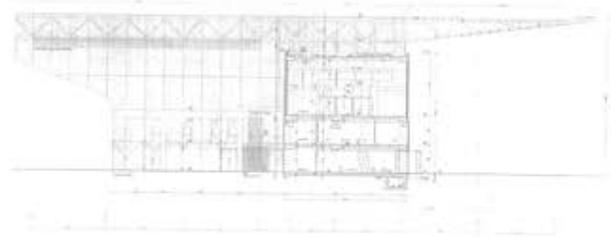
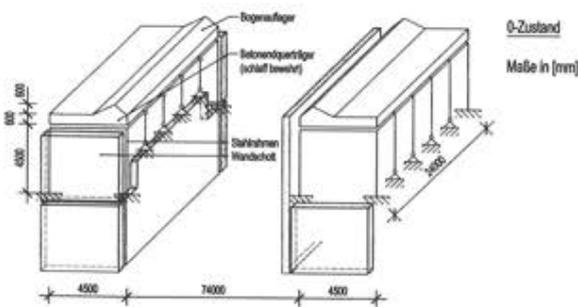


Abb. 28: Seitenansicht Modell Hauptgebäude mit auskragendem Dach, daran anschließend Auktionshalle

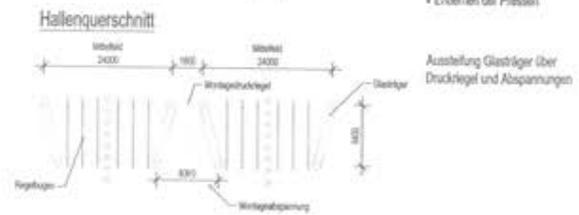
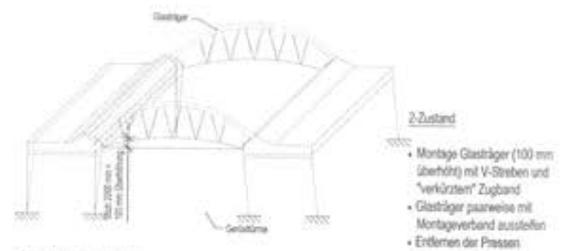
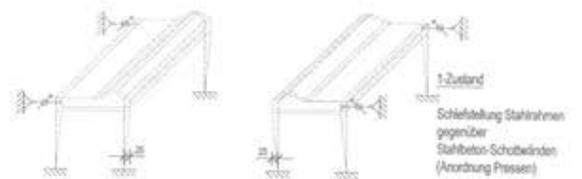
Neue Messe Karlsruhe - Standardhalle - Mittelfeld
Verformungen im Montage- u. Endzustand

Blatt 1



Neue Messe Karlsruhe - Standardhalle - Mittelfeld
Verformungen im Montage- u. Endzustand

Blatt 2



Neue Messe Karlsruhe - Standardhalle - Mittelfeld
Verformungen im Montage- u. Endzustand

Blatt 1

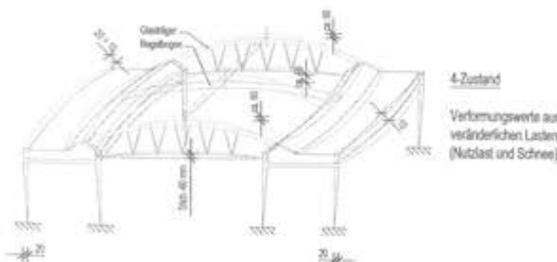
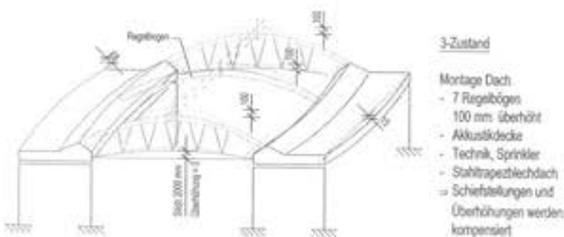
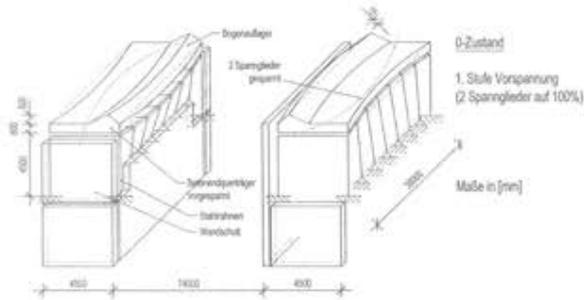


Abb. 29: Beispiel Standardhalle Mittelfeld
0-Zustand - Geometrische Darstellung
1-Zustand - Schiefeinstellung Stahlrahmen
2-Zustand - Montage Glasträger
3-Zustand - Montage Dach
4-Zustand - Verformungen

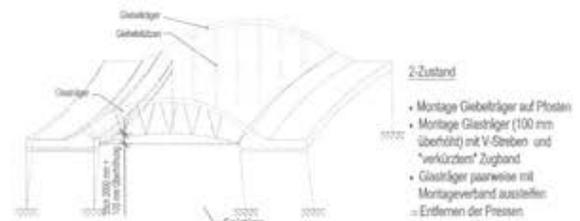
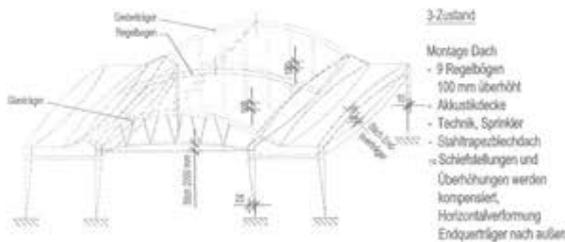
Neue Messe Karlsruhe - Standardhalle - Endfeld
Verformungen im Montage- u. Endzustand



Neue Messe Karlsruhe - Standardhalle - Endfeld
Verformungen im Montage- u. Endzustand



Neue Messe Karlsruhe - Standardhalle - Endfeld
Verformungen im Montage- u. Endzustand



Hallenquerschnitt

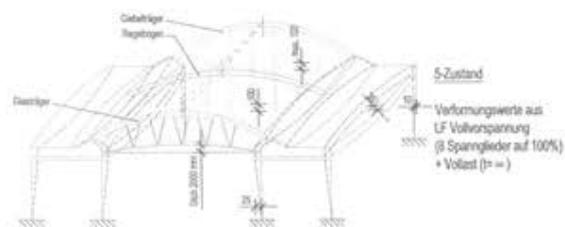
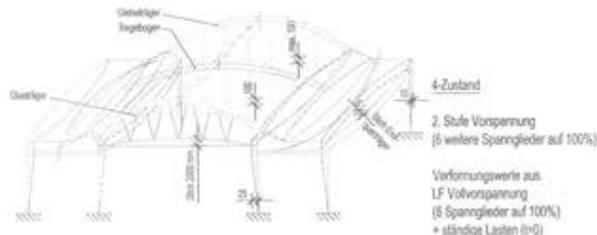
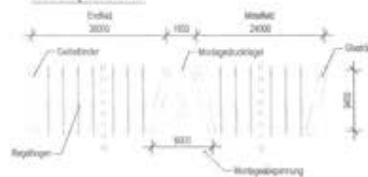


Abb. 30: Beispiel Standardhalle Endfeld
0-Zustand - Geometrische Darstellung
1-Zustand - Schiefstellung Stahlrahmen
2-Zustand - Montage Glas- und Giebelträger
3-Zustand - Montage Dach
4-Zustand - Verformungen

Um möglichst sowohl eine große Nutzungsvervielfältigung zu erzielen, als auch die beiden Dachtragwerke gut sichtbar werden zu lassen, wurden Zugbänder lediglich im Bereich der Glasfugen sowie in den Giebelwandebenen zum Ausgleich der Kräfte aus dem Dachschub der Tonnendächer angeordnet. Dies erforderte 24 m (Mittelfeld) bis zu 34 m (Endfeld) lange liegende, sogenannte Endquerträger aus Stahlbeton, welche die aus den Holzbögen bzw. Bogenscharen ankommenden Auflagerkräfte aufsammeln und zu den Unterspannungen in den Glasfugen bzw. zu den Giebelwänden führen. Die Endquerträger der Endfelder mussten daher vorgespannt werden.

Anmerkung: Die Unterspannungen in den Giebelwänden entfielen später durch die Sondervorschläge der ausführenden Firma.

Um sowohl eine zwängungsfreie Lagerung der Dachtragwerke zu erhalten, als auch die Biegebeanspruchung der Endquerträger zu begrenzen, wurden die Stahlbetonträger auf Stahlrahmen aufgelagert, welche theoretisch eine horizontale Verformung von bis zu 6 cm ermöglichen (vgl. **Abb. 29**). Erst dann würden Anschläge an die Stahlbetonschotte alle weiteren Horizontalverformungen unterbinden und die anfallenden Differenzkräfte in die massive Unterkonstruktion einleiten.

Wichtig ist festzuhalten, dass der Horizontalschub im Tonnendach selbst durch die Anordnung der Unterspannungen sowie der Endquerträger ausgeglichen wird. Dabei entstehen in Hallenquerrichtung Horizontverformungen von 3 bis 4 cm, die sich ohne Behinderung durch die Unterkonstruktion einstellen können. Das Dach ist, von der Lagerung her gesehen, als "schwimmend" anzusehen. Die tragende Beplankung oberhalb der Bogenscharen bestand aus 39 mm KERTO-Q (unten) und 30 mm OSB (oben).

Die Tragwerksplaner der Messe Karlsruhe verwendeten für die Bemessung der vorgespannten oder schlaff bewehrten Endquerträger, der Stahlrahmen sowie der massiven Unterbauten unterschiedlichste Programme, überwiegend für ebene Tragwerke; für die Dachtragwerke wurden räumliche Berechnungen durchgeführt. Um die Schnittstellen zwischen den einzelnen Bauteilen sicherzustellen, wurden vom Prüfenieur in **Abb. 29** und **Abb. 30** die einzelnen Bauzustände zusammengefasst.

• Tragverhalten Dachtragwerk Mehrzweckhalle

Problemstellung

Wie bereits erwähnt, besteht auch das Dachtragwerk der Mehrzweckhalle aus drei Mittelfeldern und zwei Endfeldern. Als tragende Bauteile können unterschieden werden:

- Endquerträger aus Stahlbeton, auf Stahlrahmen horizontal verschieblich gelagert;
- Unterspannte Glasträger beidseitig einer Glasfuge (verglaster Bereich) von etwa 2 m Breite am First und 6 m Breite an der Traufe, auf Stahlbetonendquerträger gelagert;
- Giebelträger, mit gleicher Funktion wie Unterspannung der Glasträger;
- Diagonale Bogenscharen, in den Kreuzungspunkten schubfest verbunden, auf Giebelträger, Glasträger und Endquerträger gelagert;
- Dachhaut, aus zwei Lagen Holzwerkstoffplatten.

Werden nun die einzelnen Dachfelder – im Hinblick auf die Verglasungen – an den Glasfugen durch Koppelstäbe dehnstarr miteinander verbunden, entstehen aus dieser Verformungsbehinderung Zwängungskräfte in den Stäben und vor allem in den Unterbauten.

Bei der Anordnung von Dehnfugen zwischen den Feldern würden sich hingegen rechnerisch große Dehnwege ergeben; Zwängungskräfte wären dann nicht vorhanden. Nachfolgend soll der Einfluss der Anordnung von Koppelstäben zwischen den einzelnen Dachfeldern auf das Tragverhalten der Tonnendaches näher erläutert werden.

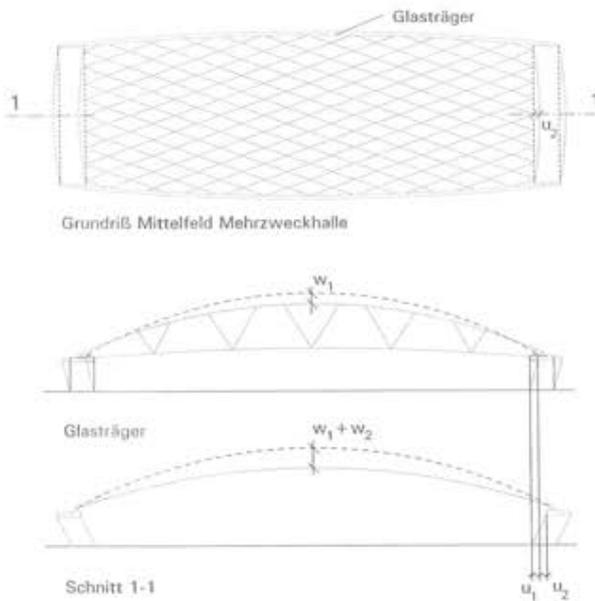


Abb. 31: Verformungen u und w eines Mittelfeldes unter Vertikallasten

Das Tragverhalten eines Dachfeldes wird durch das Last-Verformungsverhalten der oben genannten Bauteile bestimmt. In **Abb. 31** sind die Verformungen w (in Vertikalrichtung) und u (in Hallenquerrichtung) unter den Vertikallasten Eigengewicht, Schnee und Nutzlasten skizziert:

- u_1 und w_1 infolge der Dehnung der Glassträgerunterspannung
- u_2 und w_2 infolge der Biegeverformung der Stahlbetonendquerträger.

Eine Kopplung der Felder hat auf diese Verformungen keinen Einfluss.

Verformungen unter Vertikallasten ohne Koppelstäbe

Zusätzlich zu den vorgenannten Verformungen gibt es aber auch Verformungen in Hallenlängsrichtung. Für diese können zwei Hauptursachen angegeben werden, die in **Abb. 32** und **Abb. 33** skizziert sind.

- Die Druckkräfte der am Glasträger angeschlossenen diagonalen Trägerschar wollen den Glasträger nach außen drü-

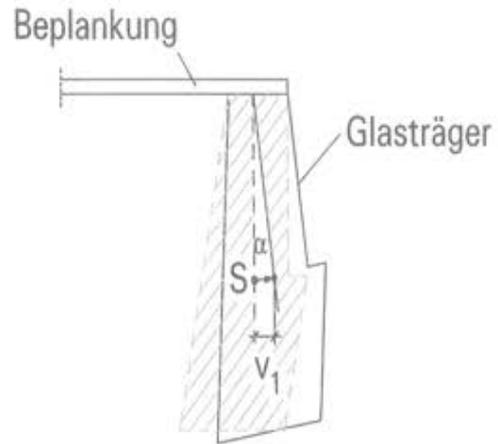


Abb. 32: Verdrehung des Glasträgers und Verschiebung der Schwerachse

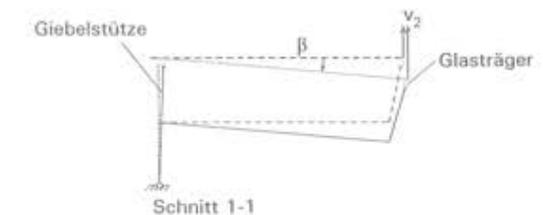
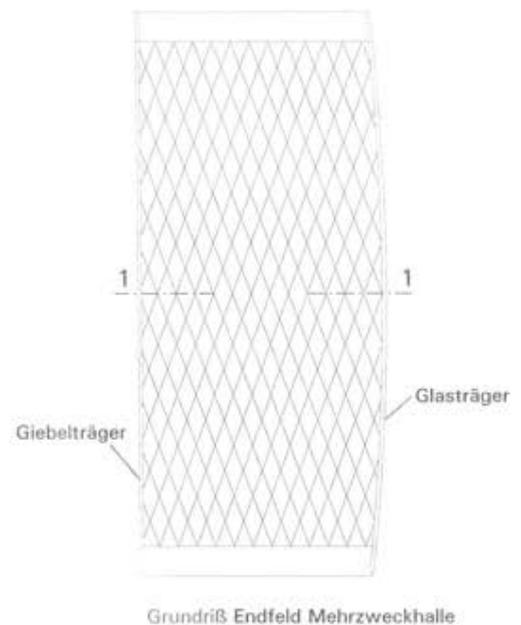


Abb. 33 : Verschiebung eines Endfeldes in Hallenlängsrichtung durch Neigen

- cken. Der Glasträger ist aber an der Dachhaut gehalten und verdreht sich (siehe **Abb. 32**). Dabei verschiebt sich die Schwerachse des Glasträgers um v_1 .
- Bei den Endfeldern führen die ungleichen vertikalen Randbedingungen am Glas- und am Giebelträger zu einer Horizontalverformung des gesamten Daches in Hallenlängsrichtung. Bei vertikal nachgiebigen Glasträgern und vertikal starren Giebelträgern kippt das Endfeld in Richtung der Mittelfelder. Dabei verschieben sich die Firstpunkte von Glas- und Giebelträger um das Maß v_2 nach innen (**Abb. 33**).

Die Zusammenhänge wurden von den Tragwerksplanern, dem Ing.Büro Bollinger & Grohmann, und der ausführenden Firma WIEHAG sowie dem Prüfenieur näher untersucht. Tabelle 1 zeigt die Verformungen w und v der Randträger unter Volllast bzw. Eigengewicht unter dem Ansatz, dass die Längsrandträger in Querrichtung frei verformbar wären. Alle Rechenmodelle bestätigen die großen Querverformungen der Randträger. Die maximalen Werte ergeben sich bei den Modell von Bollinger und Grohmann (nachfolgend mit BuG bezeichnet) mit $v_1+v_2 = 6$ cm. Gegenüber den Ergebnissen von WIEHAG sind die Verformungen hauptsächlich durch den Ansatz einer weicheren Dachhaut größer.

Tabelle 1: Vergleich der Verformungen von Glas- und Giebelträger nach verschiedenen Rechenmodellen

	Mittelfeld siehe Abb. 31			Endfeld siehe Abb. 33			
	Lastfall	Glasträger		Giebelträger			Anmerkung
		v [mm]	w^{p} [mm]	v [mm]	w^{p} [mm]	v^{c} [mm]	
WIEHAG	Volllast		~ 200		~ 200		mit Absenkung Giebelbogen bzw. verkürztem Einbau Giebelstützen
Prüfenieur Modell WIEHAG	Volllast			16	253	+ 21	
WIEHAG	nur g	8	119	- 4	145	+ 21	
Prüfenieur Modell WIEHAG	nur g	8	119	- 6	141	+ 22	
Prüfenieur Modell WIEHAG	Volllast	18 ^{b)}	215	44 ^{b)}	262	- 13	ohne Absenkung Giebelbogen
BuG	Volllast	34	229	55	240	- 19	
Prüfenieur Modell BuG	Volllast	40	207	62	215	- 16	

Tabelle 1 zeigt Folgendes (beachte die Indizes):

- a) Die Übereinstimmung hinsichtlich der Horizontalverformungen w ist zwischen den verschiedenen Rechenmodellen hinreichend genau
- b) Das Modell BuG ergibt größere Vertikalverformungen v in Hallenlängsrichtung am Glasträger als das Modell WIEHAG (Werte fett)
- c) Bei Absenkung des Giebelbogens bzw. verkürztem Einbau der Giebelstützen verformt sich der Giebelträger nach außen

Kopplung der fünf Dachfelder

Werden die fünf Dachfelder an den Glasträgern durch relativ dehnsteife Koppelstäbe zu einer Schale verbunden, wird die Verformung v in Hallenlängsrichtung behindert.

Liegen die Koppelstäbe in Höhe der Dachhaut, kann von den zwei genannten Ursachen vor allem die Neigung der Endfelder reduziert werden (**Abb. 33**). Die Endfelder stützen sich dann über die Dachhaut der Mittelfelder gegeneinander ab. Liegen die Koppelstäbe tiefer, z. B. in Höhe der Schwerachse der Glasträger, können sie zusätzlich auch der Verdrehung der Glasträger entgegenwirken (**Abb. 32**). Dabei werden die diagonalen Bogenscharen über die Glasfuge hinweg kurzgeschlossen. Durch deren Anordnung baut sich sowohl eine Bogentragwirkung von Stahlbetonquerträger zu Stahlbetonquerträger, als auch von Endfeld zu Endfeld auf.

Der zusätzliche Bogenschub und die Kraft, mit der sich die Endfelder in Hallenlängsrichtung gegeneinander abstützen, fällt als horizontale Auflagerkraft insbesondere an den Widerlagerwänden der Seitenboxen an (vgl. Abb. 29, Zustand 0). Die Auflagerkräfte an den Endfeldern und die Kräfte in den Koppelstäben können sehr große Werte annehmen.

Rechenmodelle

Das Rechenmodell Bollinger und Grohmann (Grundstatik) berücksichtigte sowohl ein Mittel- wie ein Endfeld - ohne horizontale Festhalterungen des Glasträgers in Hallenlängsrichtung. Dieses Modell liegt für das Dachtragwerk auf der sicheren Seite. Der Einbau von Druckpendeln war in der statischen Berechnung Bollinger und Grohmann als konstruktive Maßnahme erwähnt und im Leistungsverzeichnis enthalten. Der Lastfall Temperaturänderung wurde auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt. In den zuständigen Normen sind keine Vorgaben für den Ansatz von Temperaturänderungen oder -gradienten vorhanden.

Das Rechenmodell WIEHAG (ausführende Firma) basiert auf der Ausschreibung, wonach die fünf Dachfelder starr zu koppeln waren. Dementsprechend wurden alle End- und Mittelfelder einschließlich Kopplung modelliert.

Ferner entfiel entsprechend einem Sondervorschlag der ausführenden Firma gegenüber dem ursprünglichen System die Unterspannung der Giebelbögen. Auch wurden die V-Streben der Glasträgerunterspannung anstelle von Zug-Druck-Elementen als druckweiche Seile ausgeführt.

Insgesamt wuchsen dadurch die horizontalen Auflagerkräfte in Hallenlängsrichtung aus Wind und Erdbeben gegenüber den Werten BuG auf das dreifache an. Aufgrund der daraufhin untersuchten Parametervarianten und der Interpretation der Ergebnisse ergab sich, dass darauf der Sondervorschlag mit seinen beiden Systemänderungen einen nur geringen Einfluss auf die horizontalen Auflagerkräfte hat. Den größeren Einfluss haben die Zwängungskräfte, die bei der Kopplung der Dachfelder infolge der Behinderung der Verformungen in Hallenlängsrichtung entstehen. Diese Verformungen werden hauptsächlich durch die diagonale Anordnung der Bogenscharen bestimmt und in geringer Weise auch durch die Lage der Koppelstäbe bezüglich dem Schwerpunkt der Glasträger.

Lösung für die Bauausführung

Auf Grund der fortgeschrittenen Rohbauarbeiten waren keine baulichen Änderungen im Massivbau zur Aufnahme der größeren Horizontalkräfte mehr möglich. Um die horizontalen Kräfte aus dem Dachtragwerk dennoch aufnehmen zu können, wurden folgende Maßnahmen beschlossen:

1. Der Giebelbogen wird im Bauzustand abgesenkt (vgl. hierzu **Abb. 33**). Dadurch entsteht eine Gegenneigung der Endfelder nach außen und eine Verringerung der Zwängungskräfte.
2. Die Koppelstäbe werden erst eingebaut, nachdem das Eigengewicht und die Verformungen daraus voll wirksam sind. Damit entfällt der Anteil aus dem Eigengewicht in den Zwängungskräften. Die Horizontalkräfte aus der Kopplung werden dadurch weiter reduziert; und zwar um über die Hälfte.
3. m Einvernehmen mit allen Beteiligten wurden weniger konservative, aber plausible und realistische Kombinationen der Lastfälle Temperatur, Eigengewicht, Schnee und Nutzlasten festgelegt.
4. Im Hinblick auf eine größere Robustheit des Tragwerks werden die Stahlbetonendquerträger der fünf Felder untereinander durch ein vorgespanntes Zugband in Hallenlängsrichtung gekoppelt.

• Ausblick

Bei der Mehrzweckhalle wären sicherlich noch viele weitere interessante Punkte zu diskutieren, wie z.B. die Knotenausbildung der übereinander liegenden Bogenscharen (Stichwort Schubkopplung) oder die Auflagerung der Scharen auf den Stahlbetonendquerträgern. Hierzu gab es jeweils einen Sondervorschlag der ausführenden Firma. Auch für Holzbauer sicherlich interessant wären Art, Umfang und Führung der Bewehrung in den vorgespannten Endquerträgern (siehe Abb. 35) oder die Vollschweißung massiver Rundquerschnitte mit bis zu 180 mm Durchmesser. Über diese und andere Details wird sicherlich in den kommenden Monaten noch berichtet werden.

• Sondervorschläge Standardhalle

Auf die Sondervorschläge der ausführenden Firma zur Standardhalle, die eine völlige Neuberechnung derselbigen erforderlich machten, soll hier aus Zeitgründen nicht eingegangen werden. In der nachfolgenden **Tabelle 2** seien jedoch stichpunkthaft einige der Veränderungen skizziert.

Abb. 35: Bewehrung in den vorgespannten Endquerträgern



Tabelle 2: Sondervorschläge der ausführenden Firma zur Standardhalle

Unterschiede in der Dachkonstruktion der Standardhalle	Grundstatik (Bollinger & Grohmann)	Ausführungsstatik (WIEHAG)
1. Bauteile System	Glas- und Giebelträger 2,50 m 18 /109 [cm]	nicht am Giebelbogen 3,75 m 22 /109 [cm]
Unterspannungen		
Regelbogenabstand		
Regelbogenquerschnitt <i>b/h</i>		
Dacheindeckung als Scheibe mit	Holzwerkstoffplatten oben und unten	Stahltrapezblechen oberhalb Träger
2. Lastannahmen		
Windlast für Tonnendächer nach	DIN 1055 (Druck u. Sog) abgeschätzt	ENV 1991 (nur SOG)
3. Räumliche Berechnung		
Stabwerksmodell	1 End- und 1 Mittelfeld	Gesamte Halle
Steifigkeitsannahme der Dachscheibe	2 unabhängige (max/min-) Ansätze	nur 1 Ansatz
4. Konstruktive Details		
V-Streben der Unterspannung	zug- und druckfest	nur zugfest
Giebelbogen über Giebelstützen	weich (indirekt) gelagert	hart (direkt) gelagert
Regelbogenaufleger	Schlitzbleche und Gelenkbolzen	nur Elastomer als Druckkontaktfläche
Firststoß Bogen	kein Stoß oder Gneralkeilzinkelstoß	mechan. Stoß mit Druckkontaktfläche, Zugstangen oder Schlitzblechen
Untere Beplankung	Ausbildung als Scheibe	Aussteifung nur über Stahltrapezblech

• Kosten

Die Hallentragwerke wurden von der ausführenden Firma mit je 2,9 Mio € für die Standardhallen und 3,6 Mio € für die Mehrzweckhalle angeboten. Die ausführende Firma lag damit um ca. 1/3 unter den jeweils Zweitplazierten der Holzbauanbieter. Hätte es für die Standardhallen nicht das Angebot der Firma WIEHAG gegeben, so wären hier evtl. ein Konsortium namhafter deutscher Stahlbauunternehmen zum Zuge gekommen. Die Gesamtbaukosten der Neuen Messe Karlsruhe werden auf ca. 145 Mio € geschätzt. Davon betragen die Rohbaukosten ca. 45%.

• Am Bau Beteiligte

Bauher: Karlsruhe Messe- und Kongress GmbH
Architekten: Gerber Architekten, Dortmund (D)
Tragwerksplanung:
a) Massivbau Bollinger und Grohmann, Frankfurt (D)
b) Ingenieurholzbau Bollinger und Grohmann (Grundstatik),
Firma WIEHAG Holzbau, Altheim (A) (Ausführungsplanung)
Prüfingenieur: Dipl.-Ing. Matthias Gerold, Karlsruhe / Ostfildern (D)

Ausführende Firmen:
a) Massivbau: Firma Moser, Freiburg (D)
b) Ingenieurholzbau Firma WIEHAG Holzbau, Altheim (A)

Bauleitung: ARGE ZSP / Weidlich, Stuttgart / Karlsruhe (D)

Abb. 35 zeigt die Fußgänger- und Radwegbrücke über die Altmühl bei Essing. Diese Spannbandkonstruktion zeigt, dass bei überwiegender Normalkraftbeanspruchung Spannweiten bis 120 m in Holzbauweise problemlos möglich sind. Ketzerische Frage: Warum wurden die Primärtragkonstruktionen der Hängedächer von Messebauten in Stahlbauweise und nicht in Holzbauweise ausgeführt? Der Werkstoff Holz kann mehr als nur flächenfüllendes Element sein !



Abb. 35: Fußgänger- und Radwegbrücke über die Altmühl bei Essing (D) – gut angepasst an die Landschaft

4 Ausblick

4.1 Neue Werkstoffe / Neue Verbindungsmittel

Abb. 36 zeigt, dass mit Schichthölzern heutzutage sehr schlanke und in Kombination mit neuen Werkstoffen wie Glas architektonisch sehr ansprechende Bauwerke ausgeführt werden können (/3/). Auch können diese, gerade auch in Kombination mit neuen Verbindungsmitteln, für hochbelastete, dynamisch beanspruchte Konstruktionen eingesetzt werden (Abb. 37). Ferner ist es heutzutage möglich, Konstruktionen großer Robustheit als Massivkonstruktionen in Holz anstatt in Beton auszuführen (**Abb. 38**, **Abb. 39**, siehe /6/).

4.2 Verbundwerkstoffe

Gerade der Einsatz der zur Zeit verfügbaren Werkstoffe in Abhängigkeit von den Beanspruchungen in einem Tragwerk führten zwangsläufig zu Verbundkonstruktionen. Auf



Abb. 36: Sparkasse Filderstadt-Stetten (D): Rahmen-Tragkonstruktion aus Parallam



Abb. 37: Straßenbrücke über die Isar in München-Thalkirchen (D)

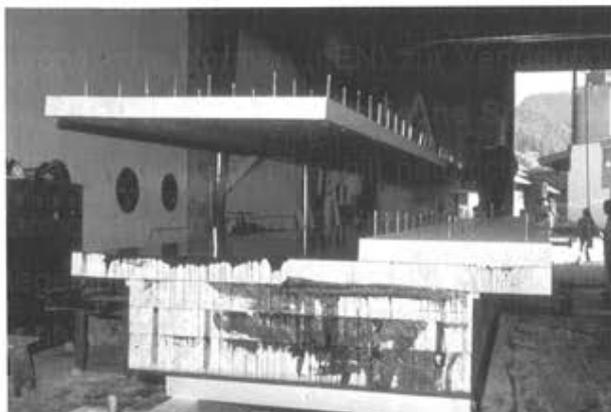


Abb. 38: Fußgänger- und Radwegbrücke (Otto-Munz-Steg) in Reichenbach (D): Verleimung Blockträger



Abb. 39: Themenebene DaimlerChrysler, Rastatt (D): Deckenelement mit „Durchstanzverstärkung“ aus Merk Dickholz®

diese äußerst wirtschaftlichen Konstruktionen wurde z.B. in /7/ und /9/ eingegangen. Als Paradebeispiel für eine Holz-Stahl-Mischkonstruktion sei nochmals der stahlunter-spannte Holzträger angeführt.

Abb. 40 zeigt eine Straßenbrücke für forstwirtschaftlichen Verkehr in der Schweiz mit einem Überbau in Holz-Beton-Verbundbauweise (vgl. /4/). Auch der Einfluss von Kriechen und Schwinden kann zwischenzeitlich rechnerisch gut erfasst werden (vgl. /12/). Glas in Kombination mit Holz wird häufig für Fassaden eingesetzt; sei es in Pfosten-Riegel-Konstruktionen (**Abb. 41**) oder als structural glazing. Insbesondere bei der Verklebung von Verglasungen auf Holzunterkonstruktionen sind noch gewaltige Einsparpotentiale vorhanden. Hinweise zur Ausführung von Glaskonstruktionen enthält auch /2/.



Abb. 40: Pünt la Resgia über den Averser Rhein bei Innerferrera (CH) Straßenbrücke für forstwirtschaftlichen Verkehr mit dahinter liegender Stahlbeton-Bogenbrücke

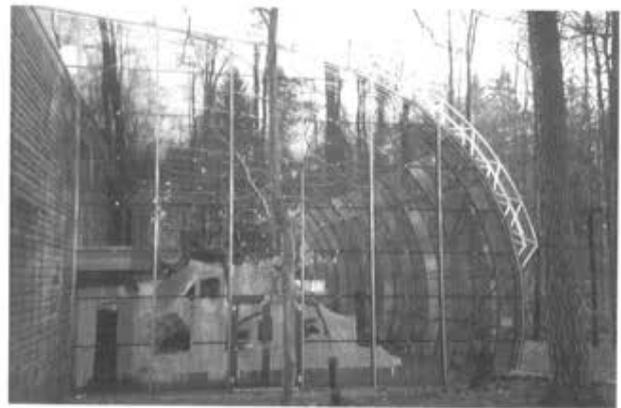


Abb. 41: Haus des Waldes, Stuttgart-De-gerloch Bogenkonstruktion aus Lärche BSH

Genauso wie Sand und Glas stellt Kunststoff ein Silika-Produkt dar. Der Einsatz hochwertiger z.B. Kohlenstoff- oder Glasfaserlamellen im Biege-Zug-Bereich kann zu einer enormen Tragfähigkeitssteigerung balkenförmiger Elemente beitragen (vgl. /1/ sowie **Abb. 42**).



Abb. 42: Bogenbrücke über die Reuss bei Sins (CH): Unteransicht - einlagige Verstärkung Querträger mit zwei CFK-Lamellen



Abb. 43: Innenansicht Japanischer Pavillon auf der EXPO Hannover 2000 (D)

Zu guter Letzt sei noch auf das Holz-Recycling-Produkt 'Papier' verwiesen. Der Japanische Pavillon anlässlich der EXPO Hannover mit seinem wellenförmig geschwungenen Tonnengewölbe aus braunen Papierröhren mit weißen Recycling-Papier- und Gewebepapieren über einer Grundfläche von 3.600 m² hat gezeigt, was von diesem Produkt noch zu erwarten ist (**Abb. 43**).

5 Zusammenfassung

Wo heute getrocknetes und sortiertes Vollholz hinsichtlich Dimension oder Tragfähigkeit nicht ausreicht, werden Verbundwerkstoffe aus Holz oder Holz und anderen Materialien eingesetzt. Das Prinzip des Zerlegens und neu Zusammenfügens hat eine Vielzahl linearer und flächiger Bauelemente mit definierten Eigenschaften hervorgebracht, so dass spezielle Anforderungen ihre eigene Lösung finden.

Nicht nur die begrenzten Abmessungen des Baumes werden so überwunden, auch Äste und Fehlstellen innerhalb des Holzes werden - zumindest von ihrer Wirkung her - eliminiert. Im zeitgemäßen Holzbau sind Schichthölzer verschiedenster Systeme nicht mehr wegzudenken. Nur mit ihnen lassen sich Spannweiten erreichen, die die 100-m-Marke längst überschritten haben. Auch werden zukünftig Bauleistungen nicht nur nach gestalterischen und wirtschaftlichen Kriterien beurteilt, sondern zunehmend auch auf ökologische Verträglichkeit hin überprüft und daraus Bauentscheidungen abgeleitet. Bei der Gesamtbeurteilung erreicht Holz einen deutlichen Vorsprung gegenüber den übrigen Baustoffen. Für den natürlichen und wiederverwendbaren Rohstoff Holz sprechen, neben den fast unbegrenzten Gestaltungsmöglichkeiten, die Um- und Rückbaumöglichkeiten, die Entsorgung sowie die steigenden Energiekosten anderer Baustoffe. Die hohe Biegefestigkeit im Verhältnis zum Eigengewicht wirkt sich beim Baustoff Holz oftmals günstig aus. Holz hat bei richtiger Behandlung (insbesondere konstruktivem Holzschutz) eine hohe Lebensdauer; mehr als 400 Jahre alte Holzbrücken und mehrstöckige Fachwerkhäuser beweisen dies. Holz schafft ein angenehmes und gesundes Raumklima, ist beständig gegen viele Chemikalien, korrodiert nicht und versprödet kaum.

Wo Querschnitte noch schlanker oder Spannweiten noch größer werden sollen, kombiniert man Holz mit Stahl, Kohle- oder Kunststofffasern sowie Textilien. Aufmerksamkeit bei der ingenieurmäßigen Weiterentwicklung der Verbundbauweisen mit Holz verdienen auch die innovativen Techniken. Qualitätsbezogene High-Tech-Sonderkonstruktionen sind in der modernen Architektur wichtige Komponenten, um das Image des Baustoffes Holz als eine konkurrenzfähige Alternative zu anderen Konstruktionsmaterialien zu verbessern. Der Holzbau wird dadurch differenzierter - das Holz einer der wichtigsten Einzelwerkstoffe. Die Luft- und Raumfahrt weist für Faserwerkstoffe eine große Zukunft aus.

Der Holzbau war Ende des letzten Jahrhunderts in der Lage, im Hallenbau Akzente zu setzen - im 21. Jahrhundert sollten wir die über 100 m weit gespannten, großflächigen, leichten Konstruktionen ins Auge fassen!

6 Literatur

- [1] ACKERMANN, G., GEROLD, M.; u.a.; WÖRNER J.-D. 2002
Tragende Kunststoffbauteile im Bauwesen - Entwurf, Bemessung und Konstruktion. Die Empfehlungen können bei der Geschäftsstelle des BÜV (Tel. 040/353565) oder im Internet unter www.bvpi.de angefordert werden;
siehe auch
MEYER, H.-J. BÜV legt Diskussionsentwurf für Empfehlungen zur Bemessung tragender Kunststoffbauteile vor. In: Der Prüferingenieur 21/02
- [2] BRAUN, H., BRÄUER, H.-M., GEROLD, M.; u.a.; WÖRNER J.-D. 2001
BÜV – Empfehlung: Glas im Bauwesen, Bemessung und Konstruktion.
In: Der Prüferingenieur 18/01, S. 55 - 69
- [3] GEROLD, M. 1999
Werkstoff Holz - Idealer Verbundpartner für andere Baustoffe (Verbindungen im Holzbau). 2. Schwarzwälder Holztag, Baiersbronn
- [4] GEROLD, M. 2001
Holzbrücken am Weg einschließlich Geschichte des Holzbrückenbaus unter Berücksichtigung neuester Entwicklungen.
108 Seiten, Bruderverlag, Karlsruhe, ISBN 3-87104-126-2
- [5] GEROLD, M. 2001
Nail Plates-structures - constructions and dimensioning.
In: Joints in Timber Structures, p. 101 - 109, Proceedings PRO 22 of the International RILEM Symposium, Stuttgart, S. Aicher, H.-W. Reinhardt (Hrsg.)
- [6] GEROLD, M. 2002
Bloc-Glued Laminated Decks for Timber Bridges. In: Structural Engineering International – Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), SEI Volume 12, H. 3, S. 214 - 217
- [7] GEROLD, M. 2002
Kühne Konstruktionen im Holzbau. Holztag im Rahmen der Heimattage Mosbach 2002, Veranstalter: Stadt Mosbach, Staatliches Forstamt, Berufsakademie Mosbach, Architektenkammer BW, Ingenieurkammer BW

- [8] GEROLD, M.; SOMMER, A. 2001
Baumstark! Reisefähige BS-Holz-Brücke. In: Bauen mit Holz, H. 9, S. 10 - 11
- [9] GEROLD, M.; STEINMETZ, D. 2001
Anforderungen an Konstruktion und Bemessung von Nagelplattentragwerken aus der Sicht des Prüfsachverständigen. Gemeinsamer Vortrag am 23.06.2001 anlässlich der VPI-Tagung, Freudenstadt. In: Tagungsbericht 30 Freudenstadt 2001
Landesvereinigung der Prüfsachverständigen für Baustatik Baden-Württemberg e.V.
(Hrsg.)
- [10] MILBRANDT, E.; GEROLD, M.; JAMNITZKY, J. 2000
Neuerungen im Ingenieurholzbau - Verbundwerkstoff Holz. Seminarleiter: Dipl.-Ing. M. Gerold. Seminar Ingenieurakademie Baden-Württemberg
- [11] POHLMANN, H.J.; GEROLD, M. 2002
Messehalle IV in Sinsheim. Angenommen In: Bauen mit Holz
- [12] KUHLMANN, U.; GEROLD, M.; SCHÄNZLIN, J. 2001
Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbund. In: Bauingenieur, H. 12, S. 281 - 288

Dipl.-Ing. Martin Kromer

Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg
Theodor-Heuss-Straße 4
70174 Stuttgart
Tel.: 0711/123-2171
Fax: 0711/123-2108



- | | |
|-------------|--|
| 1961 | Geboren in Freiburg im Breisgau |
| 1983 - 1990 | Studium Bauingenieurwesen, Universität Karlsruhe |
| 1990 - 1995 | wissenschaftlicher Angestellter am Lehrstuhl für
Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Univer-
sität Karlsruhe |
| 1995 - 1998 | Referent beim Landesgewerbeamt – Landesstelle
für Bautechnik –, Stuttgart |
| seit 1998 | Referent beim Wirtschaftsministerium Baden-
Württemberg, Referat Bautechnik |

Stand und zukünftige Entwicklung der baurechtlichen Regelungen bezüglich Tragwerk und bauphysikalischer Anforderungen im Holzbau

1 Rechtlicher Rahmen

Rechtsgrundlage des Bauordnungsrechts sind die Bauordnungen der Länder. Die jeweiligen Landesbauordnungen basieren auf der Musterbauordnung (MBO) [1], die von der Bauministerkonferenz, d.h. der Arbeitsgemeinschaft der für Städtebau, Bau- und Wohnungswesen zuständigen Minister und Senatoren der Länder (ARGEBAU), regelmäßig fortgeschrieben wird. Die MBO selbst ist jedoch kein Gesetz und die bauordnungsrechtlichen Regelungen der Bundesländer können im Detail, z.B. in Verfahrensfragen, voneinander abweichen. Der Anwendungsbereich der Bauordnungen bezieht sich insbesondere auf bauliche Anlagen und Bauprodukte.

Im Sinne von § 3 MBO

- sind bauliche Anlagen so anzuordnen und zu errichten, dass die öffentliche Sicherheit oder Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit oder die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden,
- dürfen Bauprodukte nur verwendet werden, wenn bei ihrer Verwendung die baulichen Anlagen bei ordnungsgemäßer Instandhaltung während einer dem Zweck entsprechenden angemessenen Zeitdauer die Anforderungen dieses Gesetzes oder aufgrund dieses Gesetzes erfüllen und gebrauchstauglich sind,
- sind die von der obersten Bauaufsichtsbehörde durch öffentliche Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen eingeführten technischen Regeln zu beachten. Von den Technischen Baubestimmungen kann abgewichen werden, wenn mit einer anderen Lösung in gleichem Maße die allgemeinen Anforderungen von § 3 Abs. 1 MBO erfüllt werden.

Als Hauptaufgabe des Bauordnungsrechts wird damit der Schutz vor einer im Zusammenhang mit dem Baugeschehen drohenden Verletzung der öffentlichen Sicherheit oder Ordnung festgelegt („Gefahrenabwehr“). Diese in § 3 MBO enthaltenen Grundanforderungen werden in den nachfolgenden Regelungen der MBO oder daraus abgeleiteten Rechtsvorschriften inhaltlich ausgefüllt und näher bestimmt. So wird beispielsweise gefordert, dass

- jede bauliche Anlage im Ganzen und in ihren einzelnen Teilen für sich allein standsicher sein muss (§ 15 MBO),
- bauliche Anlagen so beschaffen sein müssen, dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch vorgebeugt wird und bei einem Brand die Rettung von Menschen und Tieren sowie wirksame Löscharbeiten möglich sind (§ 17 MBO),
- Gebäude einen ihrer Nutzung und den klimatischen Verhältnissen entsprechenden Wärmeschutz haben müssen (§ 18 MBO).

Technische Baubestimmungen sind

- die in der Bauregelliste A (vgl. § 20 MBO) bekannt gemachten technischen Regeln für Bauprodukte und
- die in einer Liste der Technischen Baubestimmungen (vgl. § 3 MBO) aufgenommenen technischen Regeln, insbesondere über Lastannahmen, die Berechnung, Bemessung und Ausführung von Bauprodukten und baulichen Anlagen, Bautenschutz, haustechnische Anlagen und Planungsgrundsätze sowie künftig die "Anwendungsnormen" und bauaufsichtlichen Regelungen zur Verwendung von Bauprodukten nach harmonisierten Normen.

Die oberste Baurechtsbehörde kann also Regeln der Technik, die der Erfüllung der Anforderungen des § 3 Abs. 1 MBO dienen, als Technische Baubestimmungen bekannt machen. Sie erhalten durch die Bekanntmachung nicht den Charakter von Rechtsvorschriften, sondern vielmehr von Verwaltungsvorschriften. Sie legen damit für die Genehmigungsbehörden verbindlich fest, welche technischen Regeln zur Erfüllung der Anforderungen nach § 3 MBO eingehalten werden müssen. Alle darüber hinausreichenden Vorgaben, etwa zugunsten einer weiteren Qualitätssteigerung oder anderweitiger Schutzziele, können nicht eingeführt werden und sind gegebenenfalls ausdrücklich von der Einführung auszunehmen. Bereiche, für die keine Technischen Baubestimmungen vorliegen, sind nach § 3 Abs. 1 MBO zu beurteilen.

Die Liste der Technischen Baubestimmungen hat folgende Gliederung:

- Technische Regeln zu Lastannahmen
- Technische Regeln zur Bemessung und Ausführung
- Technische Regeln zum Brandschutz
- Technische Regeln zum Wärme- und zum Schallschutz
- Technische Regeln zum Bautenschutz
- Technische Regeln zum Gesundheitsschutz
- Technische Regeln als Planungsgrundlagen
- Anlagen zu den Technischen Regeln

Für den Holzbau sind in der Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen¹ (Fassung Dezember 2001) als Technische Regeln zur Bemessung und Ausführung aufgeführt:

- DIN 1052 - Holzbauwerke - Teil 1 bis 3 vom April 1988 mit A1-Änderungen zu DIN 1052 Teil 1 bis 3 vom Oktober 1996
- DIN 1074 - Holzbrücken - vom Mai 1991
- DIN V ENV 1995 Teil 1-1 (Eurocode 5) vom Juni 1994 mit Nationalem Anwendungsdokument (NAD) vom Februar 1995

Somit besteht für die Berechnung und Bemessung von Holzkonstruktionen eine Wahlmöglichkeit zwischen den nationalen und europäischen Regeln.

¹ www.dibt.de

Die Bauregelliste A Teil 1 enthält geregelte Bauprodukte, die den in der Liste bekannt gemachten technischen Regeln (Normen) entsprechen oder von ihnen nicht wesentlich abweichen. Sie dürfen verwendet werden, wenn ihre Verwendbarkeit in dem für sie geforderten Übereinstimmungsnachweis bestätigt ist und sie deshalb das Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) tragen. Maßgebend ist stets das in der Bauregelliste angegebene Übereinstimmungsnachweisverfahren, auch wenn die technischen Regeln in der derzeitigen Fassung etwas anderes bestimmen sollten. Ebenso wird festgelegt, wie bei Abweichungen von den genannten technischen Regeln zu verfahren ist.

Die Bauprodukte für den Holzbau sind dabei in die Gruppen

- Bauholz,
- Holzwerkstoffe und andere Plattenwerkstoffe,
- Vorgefertigte Bauteile,
- Mechanische Holzverbindungsmitel und
- Klebstoffe für tragende Holzbauteile

eingeteilt.

Bauprodukte, für die technische Regeln in der Bauregelliste A bekannt gemacht worden sind und die von diesen wesentlich abweichen oder für die es technische Baubestimmungen oder allgemein anerkannte Regeln der Technik nicht gibt, müssen einen Verwendbarkeitsnachweis in Form

- einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung,
- eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses oder
- einer Zustimmung im Einzelfall

aufweisen und das Ü-Zeichen tragen. Für Bauprodukte der Bauregelliste A Teil 1 wird bei Abweichungen überwiegend eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung als Verwendbarkeitsnachweis gefordert.

Die Bauregelliste A Teil 2 enthält nicht geregelte Bauprodukte deren Verwendung nicht der Erfüllung erheblicher Anforderungen an die Sicherheit baulicher Anlagen dient und für die es keine allgemein anerkannten Regeln der Technik gibt oder für die es Technische Baubestimmungen oder allgemein anerkannte Regeln der Technik nicht oder nicht für alle Anforderungen gibt und die hinsichtlich dieser Anforderungen nach allgemein anerkannten Prüfverfahren beurteilt werden können. Teil 3 der Bauregelliste befasst sich analog zu Teil 2 mit der Anwendung nicht geregelter Bauarten.

Die im Teil 2 und Teil 3 aufgeführten Bauprodukte und Bauarten bedürfen anstelle einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung nur eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses. Der Übereinstimmungsnachweis bezieht sich auf die Übereinstimmung mit dem allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnis. Im Holzbau sind dies Bauprodukte bzw. Bauarten (z.B. Decken, Dächer oder tragende Wände), an die

Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer oder des Schallschutzes gestellt werden.

Die europäische Bauproduktenrichtlinie [2] regelt den freien Warenverkehr von Bauprodukten innerhalb der Europäischen Union und soll sicherstellen, dass nur brauchbare Produkte in Verkehr gebracht und verwendet werden. Die in der Bauproduktenrichtlinie enthaltenen Anforderungen an Bauprodukte leiten sich aus sechs wesentlichen Anforderungen an bauliche Anlagen ab:

- mechanische Festigkeit und Standsicherheit
- Brandschutz
- Hygiene, Gesundheit, Umweltschutz
- Nutzungssicherheit
- Schallschutz
- Energieeinsparung und Wärmeschutz.

Deutschland hat sich wie alle anderen Partner der Europäischen Union verpflichtet europäische Richtlinien in nationales Recht umzusetzen. Im Fall der Bauproduktenrichtlinie ist mit dem Bauproduktengesetz des Bundes [3] das In Verkehr Bringen von und der freie Warenverkehr mit Bauprodukten und mit den Neufassungen der Landesbauordnungen auf Grundlage der Musterbauordnung die Verwendung von Bauprodukten in nationales Recht umgesetzt worden. Die Bauproduktenrichtlinie sieht eine Harmonisierung technischer Anforderungen über harmonisierte bzw. anerkannte nationale Normen und über europäische technische Zulassungen vor.

In die Bauregelliste B werden Bauprodukte aufgenommen, die nach Vorschriften der Mitgliedstaaten der Europäischen Union - einschließlich deutscher Vorschriften - und der Vertragsstaaten des Abkommens über den Europäischen Wirtschaftsraum in den Verkehr gebracht und gehandelt werden dürfen und die die CE-Kennzeichnung tragen. Derzeit sind in der Bauregelliste B noch keine Bauprodukte für den Holzbau enthalten. Um das erklärte politische Ziel der Schaffung eines gemeinsamen europäischen Binnenmarktes zu verwirklichen, werden jedoch in Zukunft immer mehr nationale Regelungen für Bauprodukte aus der Bauregelliste A gestrichen und durch in der Bauregelliste B aufgeführte europäisch harmonisierte Produktnormen ersetzt werden.

Die Bauregellisten werden vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin, im Einvernehmen mit den obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder in regelmäßigen Abständen in den „DIBt Mitteilungen“ bekannt gemacht. Die derzeit gültige Fassung ist die Ausgabe 2002/1 vom 31. Juli 2002.

2 Neufassung DIN 1052

Ende der 90er Jahre wurde auf nationaler Ebene eine Nachfolgenorm zur derzeit gültigen DIN 1052 erarbeitet und liegt als Entwurf Mai 2000 vor. In Zuge der Über-

arbeitung erfolgte eine Umstellung vom Bemessungsverfahren mit zulässigen Spannungen auf das semiprobabilistische Konzept der Bemessung nach Grenzzuständen. Der Norm-Entwurf lehnt sich dabei an DIN V ENV 1995-1-1: 1994-06 (Eurocode 5) an und berücksichtigt den Stand der technischen Entwicklung hinsichtlich Sicherheitskonzept, Schnittgrößenermittlung und Bemessung im Ingenieurholzbau. Die Einspruchssitzungen zum vorliegenden Entwurf sind abgeschlossen und es ist vorgesehen, den überarbeiteten Entwurf im Rahmen eines Kurzverfahrens nochmals zur Diskussion zu stellen, so dass mit dem Erscheinen der neuen DIN 1052 im ersten Halbjahr 2003 gerechnet werden kann.

Die Beratungen zur bauaufsichtlichen Behandlung der neuen DIN 1052 stehen derzeit erst am Anfang. Insofern wird mit den nachfolgenden Ausführungen lediglich ein möglicher Weg zur künftigen Berücksichtigung der neuen DIN 1052 aufgezeigt. Die Vorgehensweise orientiert sich dabei an der bauaufsichtlichen Einführung [4] der Normenreihe DIN 1045 - Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - vom Juli 2001 und könnte sich im Holzbau folgendermaßen darstellen:

- DIN 1052: 2003-xx wird in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen und nach Abschluss des europäischen Notifizierungsverfahrens von den Ländern in der jeweiligen Liste der Technischen Baubestimmungen veröffentlicht.
- In der Bauregelliste A Teil 1 wird für die Bauprodukte des Kapitels 3 die neue technische Regel berücksichtigt und in die Liste aufgenommen.
- DIN V ENV 1995-1-1: 1994-06 (Eurocode 5) und die Richtlinie für die Anwendung von Eurocode 5 werden in den o.g. Listen gestrichen.
- Während einer Übergangsfrist dürfen altes und neues Normenwerk alternativ angewendet werden, wobei ein Mischungsverbot zu beachten ist.

Aus den Diskussionen über die Einführung der Normenreihe DIN 1045 ist zu erkennen, dass eine Übergangszeit notwendig ist, in der das alte Normenwerk noch und das neue Normenwerk schon angewendet werden können, um allen Beteiligten einen möglichst reibungslosen Wechsel zu ermöglichen. Bis zum Ablauf dieser Übergangsfrist ist es u.a. erforderlich, insbesondere die bauaufsichtlich relevanten Normen, die auf das alte Normenwerk Bezug nehmen, auf das neue Normenwerk umzustellen und auch die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen an das neue Normenwerk anzupassen. Vor diesem Hintergrund ist eine Frist von etwa drei Jahren zwischen Aufnahme der neuen DIN 1052 in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen und Zurückziehung des alten Normenwerks denkbar.

3 Brandschutz

In § 17 MBO wird gefordert, dass bauliche Anlagen so beschaffen sein müssen, dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch vorgebeugt wird und bei einem Brand die Rettung von Menschen und Tieren sowie wirksame

Löscharbeiten möglich sind. Eine weitere Konkretisierung dieser allgemeinen Forderung erfolgt insbesondere im vierten und fünften Abschnitt der MBO.

Brandschutztechnische Anforderungen werden insbesondere gestellt an

- die Brennbarkeit der Baustoffe,
- die Feuerwiderstandsklasse der Bauteile,
- die Dichtheit von Verschlüssen und Öffnungen.

Diese Anforderungen werden mit sog. unbestimmten Rechtsbegriffen wie z.B. „schwerentflammbar“ oder „nichtbrennbar“ bei den Baustoffen sowie „feuerhemmend“ oder „feuerbeständig“ bei Bauteilen beschrieben. Ebenso sind Kombinationen aus Baustoff- und Bauteilanforderungen, wie z.B. „feuerbeständig und aus nichtbrennbaren Baustoffen“ möglich.

In der Normenreihe DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - sind die Prüf- und Beurteilungskriterien hinsichtlich des Brandverhaltens von Baustoffen (z.B. „A 1“ oder „B 2“) und des Brandverhaltens von Bauteilen und Sonderbauteilen und deren Klassifizierung (z.B. „F 30“ oder „T 90“) beschrieben. Die Zuordnung der Feuerwiderstands- bzw. Baustoffklassen nach DIN 4102 zu den unbestimmten Rechtsbegriffen der Bauordnungen erfolgt über die Anlagen 0.1 bzw. 0.2 der Bauregelliste A Teil 1. So entspricht z.B. die Feuerwiderstandsklasse „F 30“ der bauaufsichtlichen Anforderung „feuerhemmend“ und die Baustoffklasse „B 1“ der bauaufsichtlichen Benennung „schwerentflammbare Baustoffe“.

Hinsichtlich der brandschutztechnischen Bemessung von Tragwerken und Tragwerksteilen und der Verwendbarkeit von Bauprodukten kommt der Norm DIN 4102-4 eine besondere Bedeutung zu. Diese Norm enthält Angaben über Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile die aufgrund von Prüfungen bereits nach ihrem Brandverhalten klassifiziert wurden und damit den Nachweis über das Brandverhalten erbracht haben. Die Nachweisführung erfolgt anhand von Tabellen, aus denen die Mindestquerschnittsabmessungen von Einzelbauteilen in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse entnommen werden können. Für Baustoffe und Bauteile die nicht nach DIN 4102-4 klassifiziert sind, ist auf Grundlage von Brandprüfungen ein Verwendbarkeitsnachweis in Form einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses zu führen.

Im Mai 1997 wurde der Brandschutzteil zum Eurocode 5 als DIN V ENV 1995-1-2 veröffentlicht. Das zugehörige nationale Anwendungsdokument (NAD) ist als DIN-Fachbericht 95 im Jahr 2000 erschienen. Beide Dokumente wurden, zusammen mit weiteren baustoffbezogenen Eurocode-Brandschutzteilen und NADs in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen (Fassung September 2000) aufgenommen und von den Ländern auch überwiegend eingeführt. Somit darf der Brandschutzteil EC 5-1-2 dann angewendet werden, wenn die Tragwerksbemessung für die Gebrauchslastfälle bei Normaltemperatur nach EC 5-1-1, jeweils unter Beachtung der NADs, erfolgt ist.

Mit den Eurocode-Brandschutzteilen stehen erstmals auch rechnerische Nachweisverfahren zur Verfügung.

Mit der Neufassung der Norm DIN 1052 werden wegen der Umstellung des Bemessungskonzepts Teile von DIN 4102-4 in der jetzigen Form nicht mehr anwendbar sein. Insofern sind Regelungen erforderlich, um entweder die weitere Anwendung von DIN 4102-4 oder die Anwendung des Eurocode-Brandschutzteils zu ermöglichen. Auch hier bieten sich Vergleiche mit der bauaufsichtlichen Einführung der Neufassung von DIN 1045 an. Eine Verknüpfung zwischen DIN 1045-1 und dem Eurocode-Brandschutzteil erfolgt über eine Richtlinie des DIBt [5], die bereits in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen wurde. Ergänzend wird im Normenausschuss Bauwesen gegenwärtig eine Richtlinie zur Anwendung von DIN 4102-4 in Verbindung mit DIN 1045-1 erarbeitet. Vorschläge für eine Anwendungsnorm zur DIN 4102-4 für den Bereich Holzbau liegen dem Normenausschuss Bauwesen ebenfalls vor.

Neben den Bemessungsnormen für den Brandschutz erfolgte auf europäischer Ebene auch die Erstellung von Prüf- und „Klassifizierungs“-Normen. Bei den Prüfnormen wird im wesentlichen, wie schon auf nationaler Ebene, unterschieden zwischen Prüfungen zum Brandverhalten von Baustoffen und Prüfungen zum Brandverhalten von Bauteilen (Feuerwiderstand). Die Klassifizierung [6] erfolgt dabei über die Normenreihe DIN EN 13501.

Das Brandverhalten von Baustoffen wird beschrieben über die europäischen Klassen A1, A2 und B bis F. Darüber hinaus werden in den Regeln Kriterien hinsichtlich der Rauchentwicklung (Rauchklassen s1 bis s3) und des brennenden Abtropfens bzw. Abfallens (Klassen d0 bis d2) festgelegt. In einer neu aufgenommenen Anlage 0.2.2 der Bauregelliste A Teil 1 werden den bauaufsichtlichen Benennungen entsprechende Baustoffklassen zugeordnet, z.B. werden die Kriterien „normalentflammbar und nicht brennend abtropfend“ sowohl von der europäischen Klasse „D-s3d0“ als auch von der europäischen Klasse „E“ erreicht.

Die in Deutschland bekannte Klassifizierung ohne weitere Prüfung durch Anwendung der Norm DIN 4102-4 soll auch auf europäischer Ebene möglich sein. Für Produkte, die ohne Prüfung in die Klasse A1 eingestuft werden können, liegt bereits ein entsprechendes Verzeichnis vor. Weitere Listen bzw. Entscheidungen über die Klassifizierung ohne Prüfung (Classification without further testing = CWFT) werden bei der Europäischen Kommission vorbereitet. Für den Bereich Holzbau hat die Kommission bereits für bestimmte Holzwerkstoffplatten nach europäischen Produktnormen entschieden, wie diese in Abhängigkeit von ihrer Dicke und Rohdichte ohne Prüfung klassifiziert werden können.

Die Klassifizierung des Brandverhaltens von Bauteilen, d.h. deren Feuerwiderstandsdauer, erfolgt insbesondere über die Kriterien Tragfähigkeit, beschrieben mit dem

Kurzzeichen R (Résistance), Raumabschluss (E – Étanchéité), Wärmedämmung unter Brandeinwirkung (I – Isolation) und eine entsprechende Zeitangabe in Minuten. Im Vorgriff auf die Veröffentlichung der Teile 2 und 3 von DIN EN 13501 wurde bereits eine Anlage 0.1.2 in die Bauregelliste A Teil 1 aufgenommen, anhand derer die Zuordnung der klassifizierten Eigenschaften zu den bauaufsichtlichen Anforderungen erfolgt. Wird von bauaufsichtlicher Seite beispielsweise die feuerhemmende Ausführung eines tragenden Bauteils ohne Raumabschluss gefordert, entspricht dies der europäischen Klasse „R 30“, die feuerhemmende Ausführung einer nichttragenden Innenwand der europäischen Klasse „EI 30“. Bei einer entsprechenden Klassifizierung nach DIN 4102 würden beide Bauteile der Klasse „F 30“ zugeordnet.

Industriebauten gehören z.B. aufgrund ihrer Ausdehnung oder der von ihnen ausgehenden erhöhten Explosionsgefahr zu den baulichen Anlagen und Räumen besonderer Art oder Nutzung (§ 51 MBO). Für solche baulichen Anlagen können zur Verwirklichung der allgemeinen Schutzziele besondere Anforderungen gestellt, aber auch Erleichterungen gestattet werden. Die Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (Muster-Industriebaurichtlinie) vom März 2000 regelt die Mindestanforderungen an den Brandschutz von Industriebauten, die dann erfüllt werden müssen, wenn Erleichterungen von den Vorschriften der MBO in Anspruch genommen werden, insbesondere hinsichtlich

- der Feuerwiderstandsfähigkeit der Bauteile und der Brennbarkeit der Baustoffe,
- der Größe der Brandabschnitte bzw. Brandbekämpfungsabschnitte,
- der Anordnung, Lage und Länge der Rettungswege.

Industriebauten, die den Anforderungen dieser Richtlinie entsprechen, erfüllen die Schutzziele des § 17 MBO.

Der Nachweis ausreichender Brandsicherheit kann nach der Industriebaurichtlinie auf unterschiedliche Arten geführt werden. Im einfachsten Fall (Abschnitt 6 der Richtlinie) werden die zulässigen Brandabschnittsflächen in Abhängigkeit von der brandschutztechnischen Infrastruktur (Brandmeldung, Art der Feuerwehr, Art der Feuerlöschanlage), von den Feuerwiderstandsklassen der tragenden und aussteifenden Bauteilen sowie von der Zahl der Geschosse einer Tabelle entnommen. Für Bauteile der Feuerwiderstandsklasse F 30 wird die grundsätzliche Forderung nach nichtbrennbaren Baustoffen aufgehoben, d.h. in diesen Fällen ist auch der Einsatz von Holz und Holzwerkstoffen möglich.

Als weitere Nachweisverfahren sind in der Industriebaurichtlinie die Verwendung des Rechenverfahrens nach DIN 18230-1 – Baulicher Brandschutz im Industriebau - (Abschnitt 7) bzw. die detaillierte Nachweisführung mit anerkannten Methoden des Brandschutzingenieurwesens (Anhang 1) beschrieben.

Obwohl bereits seit 1959 eine regelmäßig fortgeschriebene Musterbauordnung existiert, war insbesondere in den letzten Jahren zu beobachten, dass die Länder bei der Festsetzung von Anforderungen, insbesondere hinsichtlich des Brandschutzes,

als auch in der Ausgestaltung von Verfahren Wege einschlagen, die mehr oder weniger von den Regelungen der MBO abweichen. Auf der Grundlage einer Analyse der bestehenden Brandschutzvorschriften in Deutschland beschloss die Bauministerkonferenz sowohl eine Vereinheitlichung der Brandschutzvorschriften als auch deren Begrenzung auf ein unverzichtbares Maß. Zusätzlich soll die Verwendung von Holz erleichtert werden.

Ende 2000 wurde den interessierten Kreisen ein erster Diskussionsentwurf mit einer überarbeiteten MBO zur Verfügung gestellt. Hinsichtlich der Brandschutzregelungen enthält dieser Entwurf die folgenden Neuerungen:

- Einführung einer Kategorie „Gebäude mittlerer Höhe“, d.h. OK Fußboden des höchstgelegenen Geschosses mit Aufenthaltsräumen liegt zwischen 7 m und 22 m über der Geländeoberfläche,
- in Abhängigkeit von der Gebäudehöhe, der Gebäudeanordnung sowie Anzahl und Größe der Nutzungseinheiten werden fünf Gebäudeklassen definiert,
- als neue Anforderung an die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen wird die Bezeichnung „hochfeuerhemmend“ eingeführt; dieser Bezeichnung soll künftig die Feuerwiderstandsklasse F 60 zugeordnet werden,
- es werden die Bauteilanforderungen „N“ (aus nichtbrennbaren Baustoffen) bzw. „G“ (für den Brandschutz wesentliche Teile bestehen aus nichtbrennbaren Baustoffen) formuliert,
- Bauteile entsprechen auch dann der Anforderung „G“, wenn deren tragende und aussteifende Teile aus brennbaren Baustoffen bestehen und diese allseitig eine brandschutztechnische wirksame Bekleidung aus nichtbrennbaren Baustoffen (Brandschutzbekleidung) und Dämmstoffe aus nichtbrennbaren Baustoffen haben.

Mit der Festlegung, dass in der Gebäudeklasse 4 die Bauteile hochfeuerhemmend mit Anforderung G sein müssen, können künftig fünfgeschossige Gebäude in Holzbauweise errichtet werden.

In einer „Muster-Richtlinie über die brandschutztechnischen Anforderungen an Bauteile von Gebäuden der Gebäudeklasse 4 in Holzbauweise (Muster-Holzbau-richtlinie)“, die sich derzeit im fortgeschrittenen Entwurfsstadium befindet, werden insbesondere Kriterien formuliert hinsichtlich

- der Baustoffe,
- der Brandschutzbekleidung,
- der konstruktiven Ausbildung der Wand- und Deckenbauteile, Stützen und Träger einschließlich ihrer Anschlüsse,
- der Öffnungen für Türen, Fenster und sonstiger Einbauten sowie
- der Installationsführungen.

Durch diese Anforderungen sollen ein Brennen der tragenden und aussteifenden Holzkonstruktionen bzw. die Einleitung von Feuer und Rauch in die Wand- und Deckenbauteile über Fugen, Installationen oder Einbauten sowie eine Brandaus-

breitung innerhalb dieser Bauteile verhindert werden. Dies betrifft auch die Übertragung von Feuer und Rauch über Anschlussfugen von raumabschließenden Bauteilen in angrenzende Nutzungseinheiten oder Räume. Ergänzend regelt die Richtlinie die Überwachung der Herstellung und der Ausführung der Bauteile.

4 Wärmeschutz und Energieeinsparung

Im Hinblick auf den Wärmeschutz von Gebäuden sind aus öffentlich-rechtlicher Sicht Anforderungen aus zwei unterschiedlichen Rechtsbereichen zu beachten. Dabei handelt es sich einerseits um das Bauordnungsrecht der Länder und andererseits um energiesparrechtliche Regelungen des Bundes, die in geeigneter Form von den Ländern umgesetzt werden sollen.

Wie bereits ausgeführt, hat die MBO in ihrem Kern einen ordnungsrechtlichen Charakter. Insofern beschreibt § 18 MBO („Gebäude müssen einen ihrer Nutzung und den klimatischen Verhältnissen entsprechenden Wärmeschutz haben.“) auch nur die Mindestanforderungen, die zu beachten sind, um Menschen, die sich in Gebäuden aufhalten, vor Gesundheitsschäden zu bewahren und Bauteile vor klimabedingten Feuchteschäden zu schützen. Konkretisiert werden diese Mindestanforderungen über Teile der Normenreihe DIN 4108 - Wärmeschutz und Energieeinsparung in Gebäuden -, die in die Liste der Technischen Baubestimmungen aufgeführt sind. Derzeit werden in der Musterliste der Technischen Baubestimmungen vom Dezember 2001 die Neufassungen der Normen DIN 4108-2: 2001-03 und DIN 4108-3: 2001-07 sowie DIN V 4108-4: 1998-10 genannt.

Das Energieeinsparungsgesetz (EnEG) des Bundes [7] regelt den energiesparenden Wärmeschutz sowie die Anforderungen an Errichtung und Betrieb von heizungs- und raumluftechnischer Anlagen. § 1 EnEG führt z.B. aus: „Wer ein Gebäude errichtet, das ... beheizt ... werden muss, hat, um Energie zu sparen, den Wärmeschutz ... so zu entwerfen und auszuführen, dass ... vermeidbare Energieverluste unterbleiben.“ Darüber hinaus ermächtigt das EnEG die Bundesregierung, „durch Rechtsverordnung mit Zustimmung des Bundesrates Anforderungen an den Wärmeschutz von Gebäuden und ihren Bauteilen festzusetzen.“ Eine aus dem EnEG abgeleitete Rechtsverordnung ist die Energieeinsparverordnung (EnEV), die zum 1. Februar 2002 in Kraft getreten ist [8]. Für die Nachweisführung verweist die EnEV in weiten Teilen auf nationale bzw. europäische technische Regeln, wie z.B. DIN V 4108-6, DIN V 4701-10 oder DIN EN 832. Durch die Nennung dieser Regeln im Verordnungstext sind diese aus öffentlich-rechtlicher Sicht zu beachten. Einer weiteren Bekanntmachung, z.B. in der Musterliste der Technischen Baubestimmungen bedarf es damit nicht. Ergänzend wird dem Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen in § 15 EnEV eingeräumt, auf weitere anerkannte Regeln der Technik hinzuweisen, z.B. wenn einschlägige nationale technische Regeln durch europäische abgelöst werden.

Der Vollzug von (Bundes-) Gesetzen obliegt den Ländern. Diese werden in § 7 EnEG ermächtigt, für die Überwachung geeignete Maßnahmen zu ergreifen. Auch die EnEV spricht an mehreren Stellen von "den nach Landesrecht zuständigen Behörden", z.B. in

- § 13 Ausweise über Energie- und Wärmebedarf, Energieverbrauchskennwerte
- § 15 Regeln der Technik
- § 16 Ausnahmen oder
- § 17 Befreiungen.

Aufgrund der fachlichen Nähe zum Bauwesen erfolgt der Vollzug der energiesparrechtlichen Regelungen des Bundes im Rahmen des Bauordnungsrechts der Länder. Den Ländern steht es dabei frei, auf welche Weise und in welchem Umfang sie die Einhaltung der Anforderungen der EnEV überwachen. Tendenziell ist dabei festzustellen, dass neben einer maßvollen öffentlich-rechtlichen Umsetzung der Vollzug der energiepolitischen Ziele verstärkt auf eine privatrechtliche Basis gestellt wird. Einige Länder, z.B. Bayern, Hessen oder Nordrhein-Westfalen, haben bereits entsprechende Durchführungsverordnungen erlassen. Eine Durchführungsverordnung zur Umsetzung der EnEV in Baden-Württemberg befindet sich derzeit in Vorbereitung und wird voraussichtlich noch in diesem Jahr veröffentlicht.

Neben den Berechnungs- und Bemessungsnormen, die nach LBO bzw. nach EnEV zu beachten sind, finden sich im Bauordnungsrecht der Länder auch Regelungen zur Verwendung von Bauprodukten und Bauarten. Für den Anwendungsbereich der EnEV sind diese Regelungen ebenfalls zu beachten. Weichen die Produkte hinsichtlich ihrer energieeinsparrechtlichen Eigenschaften von diesen Regeln wesentlich ab oder liegen solche Regeln nicht vor, sind die Verwendbarkeitsnachweise entsprechend den Regelungen für Bauprodukte und Bauarten gemäß Landesbauordnung zu führen, i.w. also über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder über ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis.

Auf europäischer Ebene wurde vom zuständigen Technischen Komitee bei CEN (TC 88) ein erstes Paket von Dämmstoffnormen erstellt (EN 13162 bis EN 13171) und im Dezember 2001 von der Europäischen Kommission als harmonisierte Normen im Sinne der Bauproduktenrichtlinie im Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften veröffentlicht [9]. Diese Normen müssen von den Mitgliedsstaaten auf der Grundlage der Bauproduktenrichtlinie akzeptiert werden. Für den Übergang von nationalen auf europäisch harmonisierte Produktnormen sind die von der Kommission veröffentlichten Fristen und Regelungen zu beachten. Dies betrifft z.B. die sog. „Koexistenzperiode“, in der es noch Bauprodukte nach bisheriger nationaler DIN-Norm und schon Bauprodukte nach harmonisierter DIN EN-Norm geben wird. Für das genannte Paket von Dämmstoffnormen wurde als Koexistenzperiode die Zeit vom 1. März 2002 bis zum 1. März 2003 von der Kommission festgelegt und im Amtsblatt der EG veröffentlicht.

Mit Ausgabedatum Oktober 2001 wurden die o.g. Dämmstoffnormen als DIN EN 13162 bis DIN EN 13171 veröffentlicht. Zur Sicherstellung der Übereinstimmung mit

den zugrunde liegenden Regeln beziehen sich die genannten Dämmstoffnormen auf DIN EN 13172 - Wärmedämmstoffe - Konformitätsbewertung. Diese Norm ist selbst keine harmonisierte Norm, für die Anwendung des Normenpaketes jedoch unerlässlich.

Die baurechtliche Berücksichtigung erfolgt durch die Aufnahme der harmonisierten Normen in die Bauregelliste B Teil 1. Dort werden auch die für Deutschland festgelegten harmonisierten Klassen und Leistungsstufen, insbesondere für das Brandverhalten, bekannt gemacht und es erfolgt der Verweis auf die mitgeltenden Landesbauordnungen und daraus abgeleiteten Folgeverordnungen, die zu beachten sind. Die Aufnahme der harmonisierten Dämmstoffnormen in die Bauregelliste B Teil 1 ist für die Ausgabe 2002/2 vorgesehen.

Weiter haben die Mitgliedsstaaten dafür zu sorgen, dass die nationalen Anwendungs- und Bemessungsregeln die Verwendung von solchen Bauprodukten berücksichtigen. Die Anpassung an des nationale Regelwerk erfolgt in sogenannten Anwendungsdokumenten. Im vorliegenden Fall werden die europäischen Dämmstoffnormen in zwei Teilen der Normenreihe DIN 4108 berücksichtigt. DIN V 4108-4: 2002-02 regelt dabei insbesondere die Bestimmung des für den Wärmeschutznachweis erforderlichen Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit auf der Grundlage des nach europäischer Norm ermittelten Nennwerts. Die neue Vornorm DIN V 4108-10: 2002-02 verknüpft die in DIN EN 13162 bis DIN EN 13171 angegebenen Eigenschaften mit national geltenden anwendungsbezogenen Anforderungen, indem Anwendungsgebiete und dafür notwendige Anforderungen an die Produkteigenschaften angegeben werden. Die Aufnahme der Normenteile in die Liste der Technischen Baubestimmungen ist vorgesehen.

5 Schallschutz

Gebäude müssen einen ihrer Nutzung entsprechenden Schallschutz haben (§18 MBO). Anforderungs- und Bewertungsgrundlage für den baulichen Schallschutz ist die in der Liste der Technischen Baubestimmung aufgeführte Norm DIN 4109: 1989-11, die zugehörige A1-Änderung vom Januar 2001 und das Beiblatt 1 zu DIN 4109 vom November 1989.

Vergleichbar mit den baurechtlichen Mindestanforderungen an den Wärmeschutz werden auch im Bereich des Schallschutzes aus öffentlich-rechtlicher Sicht nur Mindestanforderungen zur Vermeidung von Gesundheitsgefahren und unzumutbaren Belästigungen formuliert.

Höhere Anforderungen an den baulichen Schallschutz können aber durchaus auf privatrechtlicher Basis festgelegt werden. Als Vertragsgrundlage können hierzu sowohl DIN 4109 Beiblatt 2 als auch die Richtlinie VDI 4100 herangezogen werden,

wobei in VDI 4100 ein mehrstufiges Bewertungssystem beschrieben ist. Mit dem Ziel, die Regelwerke von DIN und VDI durch eine Norm zu ersetzen, arbeitet ein aus beiden Normungsgremien zusammengesetzter Ausschuss an der Harmonisierung der Inhalte von DIN 4109 Beiblatt 2 und VDI 4100. Ein erster Normentwurf DIN 4109-10 – Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz von Wohnungen – wurde im Juni 2000 veröffentlicht.

6 Literatur

- [1] Musterbauordnung (MBO); Fassung Dezember 1997
- [2] Richtlinie des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten für Bauprodukte (89/106/EWG) – Bauproduktenrichtlinie -, geändert durch die Richtlinie des Rates 93/68/EWG vom 22. Juli 1993
- [3] Gesetz über das In-Verkehr-Bringen von und den freien Warenverkehr mit Bauprodukten zur Umsetzung der Richtlinie 89/196/EWG des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte (Bauproduktengesetz – BauPG) vom 10. August 1992, in der Fassung vom 28. April 1998 (BGBl. I S. 812)
- [4] Hartz, U.: Neue Normen im Betonbau, Deutsches Ingenieurblatt, Juni 2002, 30-36
- [5] DIBt-Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2 in Verbindung mit DIN 1045-1, DIBt Mitteilungen 33(2002), 49-51
- [6] Herzog, I.: Einführung des europäischen Klassifizierungssystems für den Brandschutz in das deutsche Baurecht, DIBt Mitteilungen 33 (2002), 110-123
- [7] Gesetz zur Einsparung von Energie in Gebäuden (Energieeinsparungsgesetz – EnEG) vom 22.07.1976 und Erstes Gesetz zur Änderung des Energieeinsparungsgesetzes vom 20.06.1980 (BGBl. I S.)
- [8] Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden (Energieeinsparverordnung – EnEV) vom 16.11.2001 (BGBl. I S. 3085)
- [9] Bender, U.: Auswirkungen des anstehenden harmonisierten Binnenmarktes auf das technische Regelwerk im Bereich des Wärmeschutzes, DIBt Mitteilungen 33 (2002), 22-26

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter
Universität Leipzig
Wirtschaftswissenschaftliche Fakultät
Fachbereich Bauingenieurwesen
Jahnallee 59
04109 Leipzig
Tel.: 0341 / 97 33 55 0
Fax: 0341 / 97 33 55 9

und

MFPA Leipzig GmbH
Hans-Weigel-Straße 2 b
04319 Leipzig
Tel.: 0341 / 6582 0
Fax: 0341 / 6582 135
e-mail: winter@wifa.uni-leipzig.de

- | | |
|-------------|--|
| 1959 | Geboren in Lauterbach, Hessen |
| 1980 - 1982 | Ausbildung zum Zimmerergesellen, Fa. Dickert, Schlitz |
| 1982 - 1987 | Studium des Bauingenieurwesens an der TU München (Vordiplom) und der TU Darmstadt (Diplom) |
| 1987 - 1990 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Darmstadt am Institut für Stahlbau und am Institut für Massivbau |
| 1990 - 1993 | Geschäftsführer des Instituts des Zimmerer- und Holzbaugewerbes e. V., Darmstadt |
| seit 1993 | Inhaber der bauart Konstruktions GmbH, Lauterbach, dabei u. a. Fachberatung für die Arbeitsgemeinschaft Holz e. V., Düsseldorf |
| 1998 | Promotion im Fachgebiet Stahlbau der TU Darmstadt |
| seit 2000 | Inhaber des Lehrstuhls Stahlbau und Holzbau an der Universität Leipzig |
| seit 2001 | Geschäftsführender Gesellschafter der MFPA Leipzig GmbH |

Brandschutzbemessung und –klassifizierung nach neuen nationalen und europäischen Regelungen

1 Einleitung

Zu einer „kalten Bemessung“ eines Tragwerks gehört in vielen Fällen eine Brandschutzbemessung, da in Deutschland und den europäischen Ländern in Abhängigkeit vom Bauwerkstyp Mindestanforderungen an den Feuerwiderstand der Konstruktion gestellt werden.

Das Ziel dieser Anforderungen ist es, die Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch zu verhindern bzw. einzuschränken, die Rettung von Menschen und Tieren und Löscharbeiten zu ermöglichen. Nicht zuletzt spielt natürlich auch der Sachwertschutz und der Umweltschutz eine wesentliche Rolle, da bei Einschränkung eines Brandes auf den Initialbrandbereich weniger schädliche Stoffe an die Umwelt abgegeben werden und die Instandsetzungskosten wesentlich geringer sind, als bei einem Totalverlust des Gebäudes.

Neben dem Feuerwiderstand der Bauteile spielt die Brennbarkeit der Baustoffe eine wesentliche Rolle, da sich Brände über die Oberflächen der Bauteile oder über Hohlräume ausbreiten können. Der nachwachsende Rohstoff Holz ist normal entflammbar und wird daher - nahezu reflexartig – von vielen Menschen als besonders „brandgefährlich“ angesehen.

Dabei ist das Brandentstehungsrisiko in Gebäuden nicht von der Konstruktion beeinflusst, vielmehr spielen Einrichtung, technische Ausrüstung etc. eine viel größere Rolle.

Zudem ist es bekannt, dass Tragwerke aus Holz ein gutmütiges Tragverhalten bei Brandbeanspruchung aufweisen. Bei einer Naturbrandbeanspruchung mit einem Abfallen der Brandraumtemperatur nach meist 30 min führt die sich bildende schützende Holzkohleschicht zu einem relativ geringen, tatsächlichem Abbrand. Die verbleibenden Restquerschnitte bleiben wegen der geringen Wärmeleitfähigkeit des Holzes kühl und somit tragfähig.

In Deutschland wurde bisher die „kalte Bemessung“ mit einem deterministischen Bemessungsprozess nach DIN 1052:1988-04 durchgeführt.

Zugehörige „Brandschutzbemessungen“ erfolgten nach DIN 4102-4:1994-03. In Abhängigkeit vom vorhandenen Ausnutzungsgrad sind in dieser Norm Mindestabmessungen für Feuerwiderstandszeiten von 30 und 60 min für Stützen und Träger tabelliert (Tabellen 74 bis 83). Die Tabellen 50 bis 73 enthalten tabellierte Aufbauten für tragende und nichttragende Wände, Decken und Dächer, teilweise wiederum in Abhängigkeit von der vorhandenen Beanspruchung.

Entsprechend dem Erscheinungsdatum von DIN 4102-4:1994-03 sind in dieser Ausgabe der Norm auch nur die zum Erscheinungsdatum 1994 üblichen Baustoffe enthalten. Der Anwendungsbereich erstreckt sich daher auf Vollholz der Sortierklassen S 10 und S 13 nach DIN 4074, Brettschichtholz der Güteklasse I und II nach DIN 1052, sowie Holzwerkstoffe mit einer Rohdichte $\geq 600 \text{ kg/m}^3$.

Die Einführung neuer Sortierklassen, bei Vollholz bis zu MS 17 nach DIN 4074 bzw. Brettschichtholz mit einer Festigkeitsklasse bis zu GLD 36c (vgl. z.B. Tabelle N9 aus [1]), sowie die neuen Holzwerkstoffe sind bisher in DIN 4102-4 nicht berücksichtigt.

2 Europäische Regelungen

Brandverhalten von Baustoffen - Brennbarkeitsklasse

Nicht nur bezüglich der Bezeichnung und Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer sondern auch bezüglich der Bezeichnung und Prüfung der Brennbarkeitsklassen der Baustoffe findet man in der europäischen Normung neue Regelungen. Man wird sich also in den nächsten Jahren umstellen müssen, da insbesondere die Klassifizierungen, die gemeinsam mit dem CE-Zeichen angegeben werden, sich nach der neuen Nomenklatur richten.

Nach DIN 4102-1:1981-05 werden in unseren nationalen Systemen die Baustoffklassen A für nichtbrennbare Baustoffe und die Baustoffklasse B für brennbare Baustoffe unterschieden. In der Baustoffklasse A wird weiter unterschieden nach der Klasse A1, die im Regelfall völlig unbrennbare Baustoffe wie z. B. Stahl oder Stein enthält, und die Klasse A2, die als nicht brennbar gilt, aber in der die Baustoffe brennbare Bestandteile enthalten können. Die Klasse B unterteilt sich bekanntermaßen in die Klasse B1 für schwer entflammbare Baustoffe, die Klasse B2 für normal entflammbare Baustoffe und die Klasse B3 für leicht entflammbare Baustoffe, wobei letztere im Bauwesen im Regelfall nicht verwendet werden dürfen. Europäisch werden neue Klassenbezeichnungen - Baustoffklasse A bis Baustoffklasse F - eingeführt. Die Prüfung dieser neuen Produkte erfolgt entsprechend EN 13501-1 „Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten – Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Baustoffen“. Die Prüfung der Brennbarkeit erfolgt im Regelfall mit dem sogenannten SBI-Test (Single Burning Item). In diesem Test werden die Baustoffe mit einer Initialflamme beflammt und nicht nur die Flammenausbreitung sondern auch die Rauchentwicklung (smoke release rate) und die Wärmeentwicklung (heat release rate) gemessen.

Zusätzlich wird die Prüfung auf brennendes Abtropfen durchgeführt. Die entsprechenden Bezeichnungen lauten nach DIN 13501-1:2002:

- Baustoffklasse A – F, Rauchentwicklung s_x , brennendes Abtropfen d_x .

Die Zuordnung der neuen europäischen Klassen zu den nationalen Bezeichnungen und bauaufsichtlichen Begriffen ist in Tabelle 2.1 dargestellt.

Tabelle 2.1: Zuordnung der Brennbarkeitsklassen nach DIN 4102-4 und DIN EN 13501-1 (entnommen aus [2])

Bauaufsichtliche Benennungen	Zusatzanforderungen		Europäische Klasse nach DIN EN 13501-1	Klasse nach DIN 4102-1
	kein Rauch	kein brenn. Abfallen/ Abtropfen		
Nicht-brennbar	X	X	A1	A1
	X	X	A2 – s1 d0	A2
Schwerentflammbar	X	X	B, C – s1 d0	B1 ¹⁾
		X	B, C – s3 d0	
	X		B, C – s1 d2	
			B, C – s3 d2	
Normalentflammbar		X	D – s3 d0 E	B2 ¹⁾
			D – s3 d2	
			E – d2	
Leichtentflammbar			F	B3

¹⁾ Angaben über hohe Rauchentwicklung und brennendes Abtropfen/Abfallen im Verwendbarkeitsnachweis und in der Kennzeichnung

Dass das europäische Normungsverfahren manchmal auch Kuriositäten birgt, zeigt folgender aktueller Stand bei der Bewertung der Brennbarkeit von Holz und Holzwerkstoffen. Während in DIN EN 13986:2002 „Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen – Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung“ im Abschnitt 5.8 zum Brandverhalten der in dieser Norm geregelten Holzwerkstoffe bereits die Brennbarkeitsklassen angegeben sind (vergleiche nachstehende Tabelle 1) konnte in den harmonisierten Normen zu Vollholz und Brettschichtholz die Brennbarkeitsklasse bisher nicht aufgenommen werden, da mit dem neuen Versuchsverfahren (SBI-Test) keine ausreichenden Prüferfahrungen vorliegen.

Dabei ist entsprechend DIN 4102-1:1981-05 seit Jahrzehnten bekannt, dass Holz und Holzwerkstoffplatten von über 400 kg/m³ Rohdichte und über 2 mm Dicke der Baustoffklasse B2 normal entflammbar zuzuordnen sind (vgl. Abschnitt 7.3 der o. g. Norm). Die Holzwerkstoffe wurden im Rahmen eines sogenannten cwft-Verfahrens (confirmation without further testing) durch die entsprechende Entscheidung der Kommission klassifiziert, siehe Tab. 1, Anmerkung B.

Tabelle 2.2: Brennbarkeitsklassen nach Tabelle 8 aus DIN EN 13986

Tabelle 8 — Brandverhaltensklassen von Holzwerkstoffen (Euroklassen nach EN 13501-1)

Holzwerkstoffe ^a	EN Produktnorm	Mindest-Rohdichte kg/m ³	Mindestdicke mm	Klasse ^b mit Ausnahme von Bodenbelägen	Klasse ^c Bodenbeläge
OSB	EN 300	600	9	D-s2, d0	D _{FL} -s1
Spanplatten	EN 312	600	9	D-s2, d0	D _{FL} -s1
Faserplatten, hart	EN 622-2	900	6	D-s2, d0	D _{FL} -s1
Faserplatten, mittelhart	EN 622-3	600	9	D-s2, d0	D _{FL} -s1
		400	9	E, bestanden	E _{FL}
Faserplatten, porös	EN 622-4	250	9	E, bestanden	E _{FL}
Faserplatten nach dem Trockenverfahren, MDF	EN 622-5	600	9	D-s2, d0	D _{FL} -s1
Zementgebundene Spanplatten ^d	EN 634-2	1 000	10	B-s1, d0	B _{FL} -s1
Sperrholz	EN 636	400	9	D-s2, d0	D _{FL} -s1
Massivholzplatten	EN 13353	400	12	D-s2, d0	D _{FL} -s1
Die in dieser Tabelle angegebenen Klassen gelten für einzelne Platten, für gespundete und nach ENV 12872 verlegte Platten sowie für Platten, die nach ENV 12872 mit rundum aufliegenden Fugen verlegt sind.					
^a Plattenförmige Holzwerkstoffe, die ohne Luftspalt direkt auf ein Material der Klasse A1 oder A2-s1, d0 mit einer Mindestdichte von 10 kg/m ³ oder wenigstens der Klasse D-s2, s0 mit einer Mindestdichte von 400 kg/m ³ befestigt sind.					
^b Klassen entsprechend der Entscheidung der Kommission 2000/147/EC, Anhang, Tabelle 1					
^c Klassen entsprechend der Entscheidung der Kommission 2000/147/EC, Anhang, Tabelle 2					
^d Zementgehalt mindestens 75 % Massenprozent					

Derzeit bemüht man sich auch für Vollholz und Brettschichtholz sowie für die fehlenden Holzwerkstoffe ein cwft-Verfahrens zu ermöglichen, um zu vermeiden, dass jeder Hersteller, der im CE-Zeichen die Brennbarkeitsklasse angeben möchte, selbst eigene Tests durchführen muss.

Ein entsprechendes Projekt zur Sammlung europaweit vorhandener Versuchsergebnisse und gegebenenfalls zur Durchführung ergänzender Versuche wird derzeit mit Förderung der Europäischen Organisation der Sägewerksverbände (E. O. S.) begonnen. Der Abschluss dieses Verfahrens ist eigentlich Voraussetzung für die Verabschiedung der harmonisierten Produktnormen zu Vollholz und Brettschichtholz, da eine sinnvolle CE-Kennzeichnung ohne die Angabe der Klasse des Brandverhaltens nicht möglich ist.

Feuerwiderstand von Bauteilen

Die europäischen Regeln für die Bemessung von Holzbauteilen bei Normaltemperatur und im Brandfall sind in den letzten drei Jahren überarbeitet worden. Die bisherigen Vornormen sollen nun in harmonisierte Bemessungsnormen überführt werden. Dies ist einerseits für die Bemessung von CE gekennzeichneten Produkten erforderlich, andererseits ist es politischer Wille auch Bemessungsnormen EU-weit möglichst einheitlich anzuwenden, um auch den Austausch von Dienstleistungen zu erleichtern. Eine ausschließliche Anwendbarkeit der europäischen Bemessungsnormen ist zwar entsprechend dem derzeitigen Bearbeitungsstand und den vorgegebenen Zeiträumen bis zur Zurückziehung nationaler Normen (vgl. [3]) erst in 8 – 10 Jahren zu erwarten, die alternative Verwendbarkeit dürfte jedoch schon in ein bis zwei Jahren gegeben sein. Die Auseinandersetzung mit den europäischen Regeln lohnt sich also, zumal sie in der Brandschutzbemessung auch Vorteile bietet.

Das die europäischen Vornormen zur Brandschutzbemessung, z.B. [4], zu vergleichbaren Ergebnissen entsprechend der nationalen Regeln führen, wurde durch Hosser [5] in Zusammenarbeit mit Brandschutzexperten aller Werkstoffgruppen in einem Forschungsvorhaben nachgewiesen. Da die neuen Regelungen zur Brandschutzbemessung nur moderat überarbeitet wurden, dürfte dies auch für die neuen Normen gelten. Vergleichsrechnungen im Einzelnen sind im Rahmen der Festlegung der national bestimmbaren Parameter noch durchzuführen, um ein gleichbleibendes Sicherheitsniveau in allen Fällen sicherzustellen.

Für die Bemessung des Feuerwiderstandes von Bauteilen sind derzeit insbesondere folgende europäische technische Regeln für die Ermittlung der Einwirkungen und der Beanspruchungen zu berücksichtigen:

- prEN 1995-1-1:2002 Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für Bauwerke
- prEN 1995-1-2:2002 Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken – Teil 1-2: Brandschutzbemessung
- prEN 1991-1-2:2001 Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke

Die Kombinationsregeln für die Einwirkungen sind in prEN 1991-1-2 festgelegt. Um die maßgebenden Beanspruchungen $E_{fi,d,t}$ während der Brandeinwirkung zu erhalten, sind die mechanischen Einwirkungen nach EN 1990 „Grundlagen der Bemessung“ für außergewöhnliche Bemessungssituationen zu kombinieren. Es darf für die maßgebende Größe der veränderlichen Einwirkung Q_1 entweder die quasi ständige Größe $\psi_{2,1} \times Q_1$ oder alternativ die häufige Größe $\psi_{1,1} \times Q_1$ verwendet werden. Wenn indirekte Brandeinwirkungen, z. B. Zwang durch thermische Dehnungen, nicht zu berücksichtigen sind, dann dürfen die Beanspruchungen durch eine Berechnung des Tragwerks zur den Zeitpunkt $t = 0$ bestimmt werden und diese Beanspruchungen $E_{fi,d}$

dürfen dann als konstant über die Zeitdauer der Brandbeanspruchung angenommen werden.

Da bei Holzbauwerken meist indirekte Brandeinwirkungen infolge Zwang aus thermischen Dehnungen nicht auftreten, wird diese Regel in den meisten Fällen zutreffen.

Als weitere Vereinfachung dürfen die Beanspruchungen für den Brandfall aus den Beanspruchungen für die Bemessung unter normaler Temperatur abgeleitet werden. Es ergibt sich damit

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \times E_d \quad (2.1)$$

Dabei ist E_d die Bemessungsgröße der maßgebenden Beanspruchungen aus der zugrunde liegenden Kombination nach EN 1990, $E_{fi,d}$ die entsprechende konstante Bemessungsgröße für den Brandfall, η_{fi} ein Abminderungsfaktor, der für den Holzbau in prEN 1995-1-2 mit

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.2)$$

angegeben wird.

Eine Auswertung der Gleichung 2.2 für unterschiedliche Verhältnisse von veränderlicher Lasten zu ständiger Last ist in Bild 2.1 dargestellt. Bei der Erstellung der Grafik aus prEN 1995-1-2 wurden folgende Annahmen getroffen: $\gamma_{GA} = 1,0$, $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,35$.

Der Kombinationsfaktor ψ_{fi} entspricht dem Kombinationsfaktor ψ_1 für den häufigen Wert einer veränderlichen Einwirkung nach EN 1991-1-2. Danach wiederum sind die Zahlenwerte EN 1990 für den Fall der außergewöhnlichen Bemessungssituation zu entnehmen, vgl. Tabelle A 1.1 aus EN 1990.

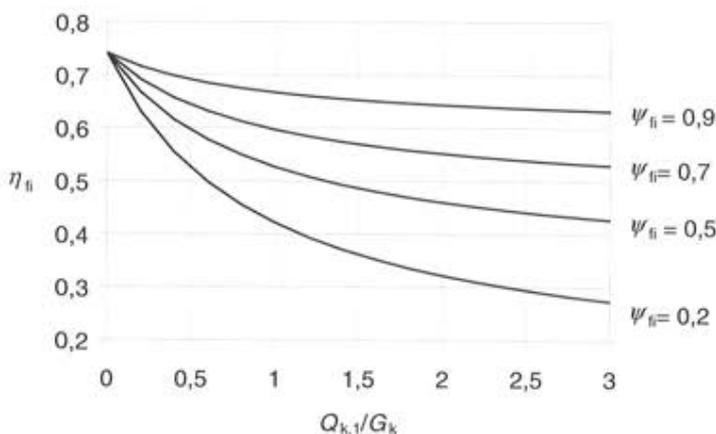


Bild 2.1: Abminderungsfaktor η_{fi} in Abhängigkeit von ψ_{fi} nach EN 1991-1-2

Folgende Besonderheiten zu Einwirkungen aus der Bemessung unter normaler Temperatur sollten noch beachtet werden:

- Die Abnahme von Lasten durch ihre Verbrennung sollte nicht berücksichtigt werden.
- Ob Schneelasten wegen des Schmelzens des Schnees nicht berücksichtigt werden müssen, sollte für den Einzelfall festgelegt werden. Es wird darauf hingewiesen, dass für Schneelasten bereits sehr geringe Kombinationsfaktoren ψ_1 angesetzt werden. Eine weitere Reduktion ist insbesondere bei hochgedämmten Dächern nicht empfehlenswert, während bei ungedämmten Blechdächern eine Reduktion auf null nach Ansicht des Verfassers angesetzt werden kann.
- Einwirkungen aus Bremskräften von Kränen etc. müssen nicht berücksichtigt werden.
- Das gleichzeitige Auftreten mit anderen außergewöhnlichen Einwirkungen braucht nicht berücksichtigt zu werden.
- Es kann erforderlich sein, dass während der Zeit der Brandbeanspruchung durch den Brand verursachte zusätzliche Einwirkungen, wie z. B. der Aufschlag von versagenden Bauteilen, zu berücksichtigen sind.
- Brandwände müssen einer horizontalen Anprall-Last mit einer Bemessungsenergie von 3.000 N/m nach EN 13 363-2 standhalten.

Den vorhandenen Einwirkungen muss der Bauteilwiderstand im Brandfall gegenübergestellt werden.

Im Gegensatz zu unseren bisherigen nationalen Regelungen enthält prEN 1995-1-2 keine tabellierten Werte mehr. Vielmehr wird generell von einer Berechnung der Bauteile unter Berücksichtigung der thermischen Einwirkung und des Abbrandes ausgegangen.

Die Norm enthält verschiedene vereinfachte Verfahren zur Berücksichtigung des Abbrandes und der infolge Temperaturerhöhung im Querschnitt unterschiedlichen Werkstoffeigenschaften während einer Brandbeanspruchung.

Die den nachfolgend vorgestellten Bemessungsverfahren zugrunde liegenden Abbrandraten sind in Tabelle 2.2 dargestellt. Dabei ist β_0 der Ausgangsbemessungswert für die Abbrandrate bei eindimensionalem Abbrand, d. h. Brandbeanspruchung nur auf einer Oberfläche. Die Werte basieren auf einer Vielzahl von Untersuchungen und repräsentieren einen auf der sicheren Seite liegenden Mittelwert. Der Wert β_n ist der nominelle Bemessungswert der Abbrandrate und enthält die Effekte des erhöhten Abbrandes an Ecken bei mehrdimensionaler Temperaturbeanspruchung und an Rissen. β_n kann auch als Nennwert bezeichnet werden und entspricht den in DIN 4102-4 zugrunde gelegten nominellen Abbrandraten. Tabelle 2.2 enthält Angaben für Nadelholz und Buche, Hartholz, LVL, Sperrholz und andere Holzwerkstoffe wie Spanplatten und mitteldichte Faserplatten.

Die Abbrandraten für Platten basieren auf einer charakteristischen Rohdichte von 450 kg/m^3 und einer Plattendicke von $d = 20 \text{ mm}$. Für andere Plattenrohdsichten und -dicken kann die nominelle Abbrandrate nach Gleichung 2.3 ermittelt werden.

$$\beta_{0,\rho,t} = \beta_0 k_\rho k_h \quad (2.3)$$

mit

$$k_\rho = \sqrt{\frac{450}{\rho_k}} \quad (2.4)$$

$$k_h = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{20}{h_p}} \\ 1,0 \end{array} \right. \quad (2.5)$$

mit

ρ_k charakteristische Rohdichte in kg/m^3

h_p Plattendicke in mm.

Die charakteristische Rohdichte ist DIN EN 12369 zu entnehmen.

Tabelle 2.3: Abbrandraten β_0 und β_n für Vollholz, Brettschichtholz, LVL und Holzwerkstoffplatten nach prEN 1995-1-2

	β_0	β_n
	mm/min	mm/min
a) Nadelholz und Buche		
Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Vollholz mit einer charakteristischen Rohdichte $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
b) Laubholz		
Massives oder verleimtes Laubholz mit einer charakteristischen Rohdichte $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Massives oder verleimtes Laubholz mit einer charakteristischen Rohdichte $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) LVL mit einer charakteristischen Rohdichte $\geq 500 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Platten^a		
Massivholzplatten	0,9	–
Sperrholz	1,0	–
Holzwerkstoffplatten außer Sperrholz	0,9	–
^a Die angegebenen Werte gelten für eine Rohdichte von 450 kg/m^3 und eine Plattendicke von 20 mm.		

Aus den Abbrandraten ergeben sich dann mit

$$d_{\text{char},0} = \beta_0 t \quad (2.6)$$

bzw.

$$d_{\text{char},n} = \beta_n t \quad (2.7)$$

die entsprechenden Abbrandtiefen in Abhängigkeit von der Branddauer.

Für mit Feuerschutzbekleidungen beplankte Bauteile ergeben sich nach dem Versagen der Bekleidung infolge der bereits erfolgten Aufheizung zunächst erhöhte Abbrandraten, vgl. Abs. 3.4.3 nach prEN 1995-1-2.

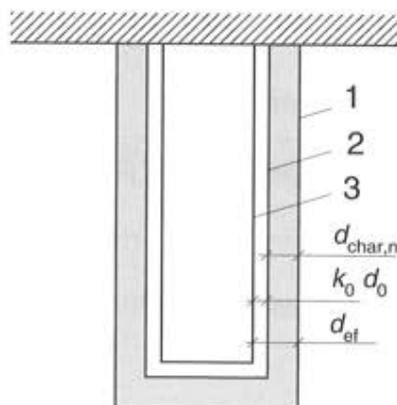
Bemessung stabförmiger Bauteile

Für die Bemessung stabförmiger Bauteile stehen zwei Bemessungsverfahren zur Verfügung:

- Methode mit reduzierten Querschnitten (reduced cross-section method RCSM)
- Methode mit abgeminderten Werkstoffeigenschaften (reduced properties method RPM)

Bei der Methode mit reduzierten Querschnitten wird der Querschnitt für den Bemessungszeitpunkt um die nominelle Abbrandrate $d_{char,n}$ abgemindert. Zusätzlich wird zur vereinfachten Berücksichtigung der infolge der erhöhten Temperaturen abzumindernden Werkstoffeigenschaften der Querschnitt um eine weitere Schicht pauschal reduziert. Diese Schicht der Dicke $k_0 \times d_0$ wird mit einer Ausgangsdicke $d_0 = 7 \text{ mm}$ angesetzt. Der Faktor k_0 berücksichtigt für eine Branddauer von weniger als 20 Minuten die verzögerte Temperaturerhöhung infolge der hier positiven Wärmeleiteigenschaften des Werkstoffs Holz. Mit Gleichung 2.8 kann die effektive Dicke der ausfallenden Querschnittsteile ermittelt werden, Bild 2.2 erläutert das vorgehen.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 \quad (2.8)$$



Bezeichnungen

- 1 Ursprüngliche Oberfläche des Bauteils
- 2 Grenze des verbleibenden Restquerschnittes
- 3 Grenze des effektiven Restquerschnittes

Bild 2.2 Definition des verbleibenden und effektiven Restquerschnittes

Mit der so ermittelten Restquerschnittsfläche werden dann unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften Nachweise auf Grundlage von prEN 1991-1-1, also im Prinzip nach den Regeln der kalten Bemessung geführt. Nachweise für Beanspruchungen quer zur Faser und Schubbeanspruchungen in rechteckigen und runden Querschnitten können vernachlässigt werden. Ausgeklinte Träger müssen ggfls. gesondert nachgewiesen werden, soweit unter Berücksichtigung des Abbrandes die schubübertragende Restquerschnittsfläche weniger als 60 % der Ausgangsfläche beträgt.

Darüber hinaus können zum Teil günstigere Randbedingungen, z. B. für Stützen, gegenüber der kalten Bemessung angesetzt werden. So wird beispielsweise bei einem Brand in einem mehrgeschossigen Gebäude davon ausgegangen, dass ein Brand zunächst nur ein Stockwerk betrifft und durchlaufende Stützen daher in den mittleren Geschossen für den Lastfall „Brand“ als beidseitig eingespannt angenommen werden können. Nähere Einzelheiten sind der Norm zu entnehmen.

Die Bemessungswerte der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der effektiven Querschnitte dürfen mit $k_{\text{mod,fi}} = 1,0$ berechnet werden, vgl. auch nachfolgende Ausführungen für die anzusetzenden Werkstoffeigenschaften im Brandfall.

Bei der Bemessungsmethode mit reduzierten Werkstoffeigenschaften wird die Abbrandtiefe zum Zeitpunkt t entweder mit der nominellen Abbrandrate oder mit dem Ausgangswert der Abbrandrate β_0 ermittelt. Im letztgenannten Fall sind die Abrundungen an den Querschnittsecken gesondert zu berücksichtigen. Es wird daher empfohlen, vereinfachend mit der nominellen Abbrandrate zu rechnen. Für den Restquerschnitt wird dann die Berücksichtigung der Abminderung der Werkstoffeigenschaften infolge Temperatureinfluss berücksichtigt. Dies geschieht in Abhängigkeit von Umfang zu Fläche des betrachteten Querschnitts. Es wird ein Modifizierungsfaktor $k_{\text{mod,fi}}$ für die Werkstoffeigenschaften Biegefestigkeit (vgl. Bild 2.3, Kurve 1), Druckfestigkeit (Kurve 2) sowie die Zugfestigkeit und den E-Modul (Kurve 3) ermittelt.

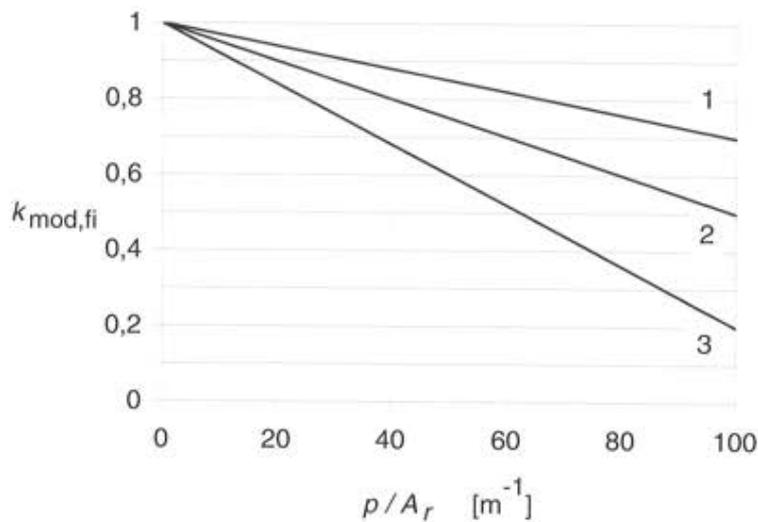


Bild 2.3 Modifizierungsfaktoren für die Werkstoffeigenschaften im Brandfall $k_{mod,fi}$ in Abhängigkeit von Umfang p zu Restfläche A_r zum Zeitpunkt t

Für den Nachweis der Beanspruchbarkeit der Bauteile entsprechend der Regeln der kalten Bemessung sind damit für die Restquerschnitte folgende Bemessungswerte anzunehmen:

- Für die Bemessungswerte der Festigkeit (2.9)

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{0,2}}{\gamma_{M,fi}}$$

- Für die Steifigkeitseigenschaften (2.10)

$$E_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{E_{0,2}}{\gamma_{M,fi}}$$

Dabei ist $f_{d,fi}$ der Bemessungswert der Festigkeit im Brandfall, $f_{0,2}$ die 20%-Fraktile der Festigkeitseigenschaft bei Normaltemperatur, $k_{mod,fi}$ der Modifikationsfaktor für den Brandfall, $\gamma_{M,fi}$ der Teilsicherheitsfaktor für Holz im Brandfall, im Regelfall $\gamma_{M,fi} = 1,0$. $E_{d,fi}$ der Bemessungswert der Steifigkeitseigenschaft im Brandfall, $E_{0,2}$ die 20%-Fraktile des Bemessungswertes für die Steifigkeit bei Normaltemperatur.

Die 20%-Fraktile des Bemessungswertes der Festigkeit wird mit

$$f_{0,2} = k_{fi} f_k \quad (2.11)$$

und die 20%-Fraktile der Steifigkeitseigenschaften mit

$$E_{0,2} = k_{fi} E_{0,05} \quad (2.12)$$

ermittelt.

Der Faktor k_{fi} wurde dabei entsprechend der Werte in Tabelle 2.4 angenommen.

Tabelle 2.4 Werte von k_{fi}

	k_{fi}
Vollholz	1,25
Brettschichtholz	1,15
Holzwerkstoffplatten	1,15
LVL	1,1

Die Verwendung der 20%-Fraktile der Werkstoffeigenschaften bei Normaltemperatur wurde aufgrund statistischer Betrachtungen festgelegt. Es ist anzunehmen, dass die schwächste Stelle in einem Bauteil nicht gleichzeitig die am meisten brandbeanspruchte Stelle ist, zudem kann davon ausgegangen werden, dass bei Normaltemperatur evtl. versagensrelevante Wuchsfehler durch den Abbrand reduziert werden und im Inneren des Querschnitts nicht mehr in gleichem Umfang versagensauslösend wirken (z. B. Flügelast an der Oberfläche). Diese Annahmen liegen im Prinzip bereits DIN 4102 - 4 und den anderen in Europa verwendeten Bemessungsnormen für Holzbauwerke im Brandfall zugrunde.

Die Bezeichnung von tragenden Bauteilen mit einem definierten Feuerwiderstand wird zukünftig R30, R60, R90 usw. lauten. Der Buchstabe „R“ steht in diesem Fall für die Tragfähigkeit (Résistance).

Verbindungen

Ein besonderes Kapitel bei der Brandschutzbemessung von Holzbauwerken stellen immer die Verbindungen dar. Es ist zu berücksichtigen, dass durch Metallbauteile wie Bolzen, Dübel usw. ein erhöhter Temperatureintrag in den Querschnitt stattfindet und so örtlich ein erhöhter Abbrand sowie eine erhöhte Abminderung der Werkstoffeigenschaften des Holzes auftreten kann. Gleichzeitig verliert Stahl bei Temperaturerhöhung seine Festigkeit in wesentlich größerem Umfang als Holz. Ab einer Stahltemperatur von ca. 400°C bis zu einer Stahltemperatur von ca. 800°C fällt die Streckgrenze der üblichen Stahlsorten auf etwa 20 % der Ausgangsstreckgrenze ab. Da die Tragfähigkeit, z. B. von Dübelverbindungen, unter anderem von der Ausbildung von Fließgelenken in den Verbindungsmitteln abhängt, wird also die Tragfähigkeit einer Verbindung erheblich durch die abnehmenden Stahlfestigkeiten beeinflusst.

Wegen der Vielzahl der Parameter ist es sehr schwierig, einfache, umfassende Bemessungsverfahren aufzustellen. Als Ausgangsbasis diente zunächst das bisher in DIN 4102-4 verwendete Bemessungsverfahren. Es zeigte sich jedoch aufgrund einer Reihe neuerer Untersuchungen (z. B. [6]), dass diese Regeln bei der Überarbeitung des Brandschutzteils des Eurocodes umfassend zu überarbeiten waren.

Der Bemessungswert $R_{d,fi}$ der Beanspruchbarkeit einer Verbindung wird mit

$$R_{d,fi} = \eta \frac{R_{0,2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.13)$$

ermittelt. Dabei ist $R_{0,2}$ die 20%-Fraktile der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur ohne Berücksichtigung der Beanspruchungsdauer und der Feuchterandbedingungen ($k_{mod} = 1$) und η ein Anpassungsfaktor, der aufgrund von Versuchen für unterschiedliche Verbindungsarten (Nagelverbindung, Holz-Holz- und Stahl-Holz-Bolzenverbindungen usw.) ermittelt wurde. Für die 20%-Fraktile ist

$$R_{0,2} = k_{fi} R_k \quad (2.14)$$

einzusetzen, wobei k_{fi} Tabelle 2.5 zu entnehmen ist. Der Anpassungsfaktor η wird mit

$$\eta = e^{-k t_{fi,d}} \quad (2.15)$$

ermittelt. Für den Parameter k sind die Tabellenwerte zu verwenden.

Tabelle 2.5 Werte von k_{fi} für Verbindungen

Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln mit Seitenteilen aus Holz und Holzwerkstoffen	1,15
Verbindungen mit auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln mit Seitenteilen aus Stahl	1,05
Verbindungen mit auf Herausziehen beanspruchten Verbindungsmitteln	1,05

Für die Berechnung der Beanspruchbarkeit der Verbindungen sind zusätzlich einige weitere Randbedingungen zu beachten, die direkt dem Normtext zu entnehmen sind.

Selbstverständlich besteht auch nach Eurocode die Möglichkeit, Verbindungen durch zusätzliche Bekleidungen oder Verdübelungen bzw. Verleistungen zu schützen. Die entsprechenden Regeln entsprechen DIN 4102 Teil 4.

In neueren Untersuchungen an der TU Berlin von Scheer und Povel [7] wurde mit Hilfe von Finite-Element-Berechnungen eine genauere Temperaturverteilung von Stabdübelverbindungen ermittelt. Die Untersuchungen zeigten, dass das Holz durch Aufnahme der durch den Stabdübel eingeleiteten Wärmeenergie diesen „kühlt“ und die Stahltemperaturen daher nicht so hoch werden wie ursprünglich erwartet. Povel weist in seiner Dissertation weiter nach, dass unter Berücksichtigung der anzunehmenden Temperaturverteilung im Stahl und im Holz und den damit verbundenen Abminderungen der Werkstoff-Festigkeiten, eine Bemessung der Verbindungen auf der Grundlage der Theorie von Johanson wie im Kaltfall erfolgen kann.

Diese Erkenntnisse sind allerdings noch nicht in die derzeitigen Regelungen des überarbeiteten Eurocodes eingeflossen, da eine experimentelle Überprüfung noch stattfinden soll. Zwar zeigten Vergleiche mit in Frankreich durchgeführten Versuchen eine gute Übereinstimmung, hier bestanden allerdings noch Unsicherheiten bezüglich der eingesetzten Werkstoffeigenschaften.

Die Untersuchungen von Povel und Scheer zeigen aber, dass es sinnvoll ist, weiter an einer besseren Beschreibung der Temperaturverteilung in den Querschnitten bei Brandbeanspruchung zu arbeiten, da bei Kenntnis dieser Temperaturverteilung die üblichen Bemessungsverfahren verwendet werden können und damit häufig ausreichende Tragfähigkeiten auch ungeschützter Verbindungen im Brandfall für Feuerwiderstandszeiten von 30 bis 60 Minuten nachgewiesen werden können. Damit

würde sich der konstruktive Aufwand bei bisher geschützt ausgeführten Verbindungen wesentlich verringern.

Wände und Decken

Bei tragenden sowie nichttragenden raumabschließenden Bauteilen werden zukünftig ebenfalls andere als die bisher gewohnten Bezeichnungen verwendet.

Tabelle 2.7 fasst die Bezeichnungen zusammen. Dabei steht

- R für die Tragfähigkeit (Résistance)
 - E für den Raumabschluss (Étanchéité)
 - I für die Wärmedämmung unter Brandeinwirkung (Isolation)
 - W für die Begrenzung des Strahlungsdurchtritts (Radiation)
- und
- M für mechanische Einwirkungen auf Wände, z. B. Stoßbeanspruchung von Wänden (Mechanical).

Tabelle 2.7 Feuerwiderstandsklassen der Bauteile nach europäischen Regeln (aus [2])

Anwendungsbereich	Wände									
Normen	EN 13501-2, EN 1365-1; EN 1992-1, -2; EN 1993-1, -2, EN 1994-1, -2; EN 1995-1, -2; EN 1996-1, -2; EN 1999-1, -2									
Klassifizierung:										
RE		20	30		60	90	120	180	240	
REI	15	20	30	45	60	90	120	180	240	
REI-M			30		60	90	120	180	240	
REW		20	30		60	90	120	180	240	

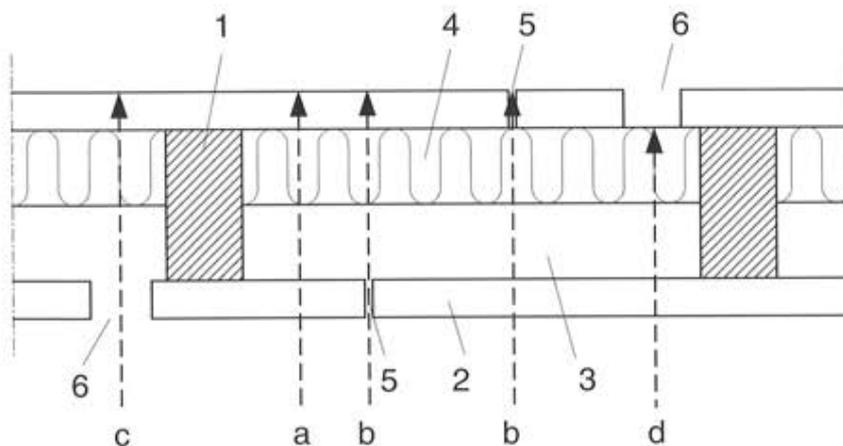
Die Eigenschaften beschreiben also den Anwendungsbereich und die zugehörigen Feuerwiderstandsdauern.

Damit ist z. B. eine tragende raumabschließende Wand mit einer Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten mit REI 30 zu bezeichnen. Besteht sie aus brennbaren Bauteilen entspricht dies unserer heutigen Klasse F30-B oder der bauaufsichtlichen Bezeichnung „feuerhemmend“. Eine nichttragende Innenwand würde beispielsweise mit EI 30 klassifiziert. Für andere Feuerwiderstandsdauern gilt dies sinngemäß.

Eine vergleichende Gegenüberstellung ist [2] zu entnehmen.

Beim Nachweis des Feuerwiderstandes von Wänden, Decken und Dächern wird nach Eurocode 5-1-2 gegenüber den Nachweisen von DIN 4102- 4 ein völlig neuer Weg beschritten.

Die europäischen Regeln enthalten keinerlei tabellierte Werte mehr, in Abhängigkeit von der jeweiligen raumseitigen und feuerabgewandten Bekleidung, der Dämmung in den Hohlräumen der Bauteile sowie der Dimensionierung der Stützen, Deckenbalken und Sparren, kann die jeweilige Feuerwiderstandsdauer rechnerisch ermittelt werden. Als Beplankungsmaterialien sind dabei Gipsbauplatten sowie Holzwerkstoffe, als Dämmungen im Regelfall mineralische Faserdämmstoffe verwendbar. Bei der rechnerischen Ermittlung des Feuerwiderstands der Bauteile ist der Temperaturfluss an unterschiedlichen Stellen der Querschnitte zu berücksichtigen, vgl. Bild 2.4.



Bezeichnungen

- 1 Holzbauteil
- 2 Beplankung
- 3 Hohlraum
- 4 Hohlraumdämmung
- 5 nicht hinterlegter Beplankungsstoß
- 6 Einbaustelle von Steckdosen etc.
- a – d Temperaturfluss

Bild 2.4 Darstellung des Temperaturflusses durch raumabschließende Konstruktionen

Als Versagenskriterien werden weiterhin eine Temperaturerhöhung auf der feuerabgewandten Seite im Mittel von 140 K, an exponierten Stellen wie Plattenstößen oder Steckdoseneinbauten von 180 K angesetzt.

Die Regeln für die Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von Wänden, Decken und Dächern gelten für Feuerwiderstandsdauern von bis zu 60 Minuten. Für längere

Zeiträume liegen derzeit keine ausreichenden Versuchserfahrungen und damit Rechenverfahren vor.

Die Darstellung der Berechnungsverfahren im Einzelnen würde den Umfang an dieser Stelle sprengen. Leider sind eine Vielzahl von Randbedingungen zu berücksichtigen, so dass das Verfahren nicht ganz einfach anzuwenden ist.

Es kann aber davon ausgegangen werden, dass hierzu sicher Berechnungshilfen in Form von Programmen oder Tabellenwerken zur Verfügung gestellt werden.

3 Nationale Regelungen

Auf nationaler Ebene wird derzeit eine Überarbeitung von DIN 4102- 4:1994-03 vorgenommen. Dies ist erforderlich, weil sich viele der Bemessungsnormen verändert haben. Im Bereich des Holzbaus erwarten wir bekanntermaßen in Kürze die Ausgabe einer neuen DIN 1052, die ein semi-probalistisches Bemessungskonzept enthalten wird.

Dies korrespondiert nicht mehr mit der Grundlage der Tabellenwerte aus DIN 4102-4. Zudem sind – wie bereits erwähnt – eine Reihe neuer Werkstoffe und Sortierklassen aufzunehmen. Die Ausarbeitungen im Bereich Holzbau liegen derzeit noch nicht vollständig vor, da eine überarbeitete Fassung von DIN 1052 nach der umfangreichen Diskussion des Gelbdruckes im Arbeitsausschuss abgewartet werden sollte.

Es wird jedoch angestrebt, in dem für Beginn des Jahres 2003 erwarteten neuen Entwurf zu DIN 4102- 4 auch entsprechende Regelungen für die Brandschutzbemessung im Zusammenhang mit einer Bemessung nach DIN 1052-neu aufzunehmen. Insbesondere Scheer hat hier bereits erhebliche Vorarbeiten geleistet, die jedoch noch mit dem derzeitigen Bearbeitungsstand von DIN 1052 abgestimmt werden müssen.

DIN 4102 -4 hat zudem das Problem, dass die Norm sich auf eine Reihe von nationalen Produktnormen bezieht, die mit zunehmender Anzahl von harmonisierten europäischen Produktnormen zurückgezogen werden, so dass die Norm nicht mehr vollständig anwendbar sein wird. Wie dieses Problem auch im bauaufsichtlichen Sinne gelöst werden kann, ist derzeit noch in der Diskussion, daher können an dieser Stelle keine abschließenden Angaben gemacht werden.

Musterbauordnung

Verwiesen werden soll an dieser Stelle noch in aller Kürze auf die Neufassung der Musterbauordnung. Entsprechend der neuen Musterbauordnung wird zukünftig die Anwendung der Holzbauweise bei bis zu fünfgeschossigen Gebäuden möglich sein. Dabei wird im wesentlichen von einem Feuerwiderstand der Holzbauweise von 60 Minuten (F60, hochfeuerhemmend) ausgegangen, wobei alle Holzbauteile mit einer brandschutztechnisch wirksamen Bekleidung versehen sein müssen, die eine Erhöhung der Temperatur der Holzkonstruktion während der relevanten Brandbeanspruchungsdauer von 60 Minuten auf mehr als 300°C verhindern muss (Kapselkriterium). Dies erfordert eine Dimensionierung der Bekleidung mit Gipsbauplatten in einem solchen Umfang, dass de facto ein Feuerwiderstand von 90 Minuten der Bauteile erreicht wird. Für die eingesetzten Dämmstoffe müssen derzeit noch durchgehend nichtbrennbare mineralische Faserdämmstoffe nach DIN 18 165-1 verwendet werden.

Die neue Hessische Bauordnung, die ab dem 01. Oktober 2002 eingeführt wird, hat daher nicht auf dieses Kapselkriterium zurückgegriffen, sondern gestattet die Konstruktion bis zu fünfgeschossiger Holzgebäude in einer F90-BA Bauweise, d. h. die tragenden Bauteile dürfen aus normalentflammbaren Baustoffen bestehen und müssen mit einer brandschutztechnisch wirksamen, nichtbrennbaren Bekleidung versehen sein, wobei diese in der Bauordnung nicht eindeutig definiert ist. Es ist davon auszugehen, dass eine Mindestbekleidung mit einer Gipskarton-Feuerschutzplatte der Dicke $d = 12,5$ mm erforderlich ist, soweit die Gesamtfeuerwiderstandsdauer durch andere Bekleidungen oder die Dimensionierung massiver Holzbauteile erreicht werden kann.

Nähere Angaben zu diesem Thema enthält z. B. [8].

4 Literatur

- [1] Blass, H. J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G.: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. Schlussentwurf zu DIN 1052:2002.
- [2] Herzog, I. : Einführung des europäischen Klassifizierungssystems für den Brandschutz in das deutsche Baurecht. DIBt-Mitteilungen 4-2002. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- [3] Guidance Paper L, Construct 01/483 Rev.1. Commission Européene, Direction Générale Enterprises. Brussels, 25.01.2002.
- [4] DIN V ENV 1995-1-2:1997-05 Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken – Teil 1-2: Brandschutzbemessung
- [5] Hosser, D.; Richter, E., Zehfuß, J.: Gleichwertigkeit von Brandschutznachweisen nach Eurocode und DIN 4102 Teil 4. www.ibmb.tu-bs.de/fg-brand/forschung/h144p229.pdf.
- [6] Norén, J.: Load-bearing Capacity of Nailed Joints Exposed to Fire. Fire an Materials Vol. 20, 133-143, 1996.
- [7] Povel, D.: Tragfähigkeit von Holzverbindungen mit stabförmigen Verbindungsmitteln im Brandfall. Dissertationsschrift. TU Berlin, 2002 (bisher unveröffentlicht).
- [8] Winter, S.: Mehrgeschossiger Holzbau – Brandschutz, Bauphysik, Tragwerksplanung. die neue quadriga, Ausgabe 1/2002. Verlag Kastner, Wolznach. März 2002.

Dr.-Ing. Rainer Görlacher

Universität Karlsruhe (TH)
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau
und Baukonstruktionen
76128 Karlsruhe
Tel. 0721/608-3646
Fax 0721/698-116
E-mail: Rainer.Goerlacher@bau-verm.uni-karlsruhe.de



- | | |
|-------------|--|
| 1953 | Geboren in Villingen/Schwarzwald |
| 1974 – 1980 | Studium Bauingenieurwesen, Universität Karlsruhe |
| 1980 – 1985 | wissenschaftlicher Angestellter an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1985 – 1998 | Mitarbeiter, ab 1991 Teilprojektleiter im Sonderforschungsbereich 315 „Erhalten historisch bedeutender Bauwerke“ |
| 1990 | Promotion zum Dr.-Ing. Thema: „Klassifizierung von Brettschichtholzlamellen durch Messung von Longitudinalschwingungen“ |
| 1992 | Ernennung zum Akademischen Rat an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1996 | Ernennung zum Akademischen Oberrat |

Brettsperrholz

Berechnung von Elementen mit kreuzweise verklebten Brettern bei Beanspruchung in Plattenebene

1 Allgemeines

Brettsperrholz besteht aus mehreren kreuzweise miteinander verklebten Brettlagen. Brettsperrholzprodukte sind u.a.

- Mehrschichtige Massivholzplatten
- KLH Kreuzlagenholz, MERK Dickholz
- LIGNOTREND Wand- und Deckenelemente.

Bei mehrschichtigen Massivholzplatten sind die nebeneinander liegenden Bretter miteinander verklebt, während bei KLH Kreuzlagenholz und bei MERK Dickholz zwischen den Brettern einer Lage keine Verklebung vorhanden ist und teilweise Fugen auftreten können. Bei LIGNOTREND Wand- und Deckenelementen kann der lichte Abstand zwischen nebeneinanderliegenden Brettern einer Lage bis zu einer Brettbreite betragen (Trägerrost).

Für diese Brettsperrholzprodukte wurden allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erteilt, da deren Trag- und Verformungsverhalten rechnerisch nicht eindeutig nachweisbar war.

In der Zwischenzeit liegen jedoch neuere Kenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten dieser Elemente vor, so dass ein Nachweis über eine Berechnung und Bemessung möglich ist (Blaß und Görlacher, 2001). Auch durch die Bestimmungen in der z.Zt. im Entwurf vorliegenden E DIN 1052 wird es künftig möglich sein, Elemente, deren Bretter rechtwinklig zueinander verklebt sind und bei denen somit in den Brettern sogenannte Rollschubspannungen auftreten, zuverlässig zu bemessen.

Während die bisher vorliegende Veröffentlichung (Blaß und Görlacher, 2001) die Berechnung dieser Elemente bei Beanspruchung rechtwinklig zur Plattenebene (Biegung und Querkraft) behandelt, ist es Ziel dieses Beitrags, Berechnungsansätze zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhalten von Brettsperrholz, das in Plattenebene beansprucht wird, aufzuzeigen. Diese Rechenansätze werden mit Ergebnissen von neueren experimentellen Untersuchungen verglichen.

2 Druckbeanspruchung in Plattenebene (Knicken)

Bei Druckbeanspruchungen in Plattenebene neigen Brettsperrholzplatten, die z.B. als Wandelemente eingesetzt werden können, dazu, seitlich auszuweichen (Biegeknicken). Maßgeblich wird dieses Versagen durch die wirksame Biegesteifigkeit der Wandelemente rechtwinklig zur Plattenebene beeinflusst, die unter Berücksichtigung

der Rollschubsteifigkeit berechnet werden kann. Der eigentliche Knicknachweis kann dann mit dem Ersatzstabverfahren, das in E DIN 1052 angegeben ist, geführt werden. Da in die dort angegebenen Gleichungen für das Ersatzstabverfahren nicht unmittelbar die wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$ und die wirksame Querschnittsfläche A_{ef} , eingesetzt werden können, soll dieser Nachweis an dieser Stelle ausführlicher gezeigt werden.

Weiterhin können Brettsper Holz- Wandelemente auf Schwellen aufgelagert und an der Oberkante durch ein Rähm abgeschlossen werden. Diese Bauweise wird bei LIGNOTREND Wandelementen angewendet. Dadurch entsteht ein Druckstab mit veränderlicher, bereichsweise konstanter Biegesteifigkeit.

Um den Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren durchführen zu können, muss für diese Bauweise somit zunächst eine Ersatzstablänge ermittelt werden. Dies kann z.B. nach Petersen, 1982 erfolgen, indem zunächst die halbe Wandhöhe betrachtet wird:

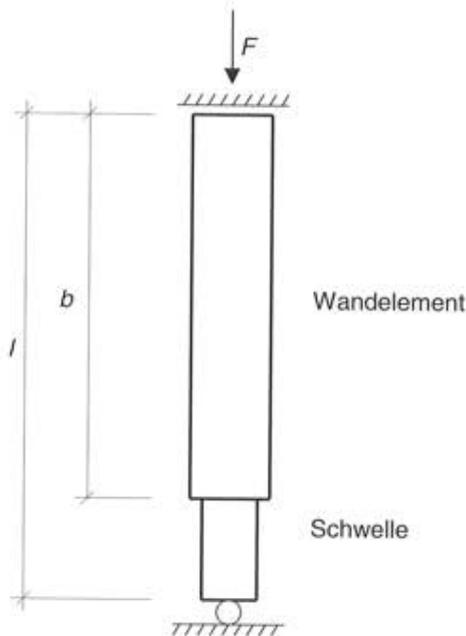


Bild 1: Ersatzsystem (halbe Wandhöhe) für LIGNOTREND Wandelement mit Schwelle

Der schematisierte Knicknachweis ist in Tabelle 1 zusammengestellt. Dabei sind folgende Annahmen zu beachten:

- Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit des Elements unter Berücksichtigung der Rollschubverformungen ($G_R = 50 \text{ N/mm}^2$)
- Berechnung der Querschnittsfläche des Elements ($A_{Element}$) ohne Querlagen
- Beiwert β_c zur Berücksichtigung ungewollter Vorverformungen wie für Brettschichtholz ($\beta_c = 0,1$)
- Festigkeitswerte bzw. Bemessungswerte nach E DIN 1052 für Sortierklasse S10.

Tabelle 1: Schematisierter Knicknachweis

Element	Schwelle
$(EI)_{ef, \text{Element}}$ A_{Element}	$(EI)_{ef, \text{Schwelle}}$ A_{Schwelle}
$\sqrt[3]{\frac{\min(EI)_{ef}}{\max(EI)_{ef}}}$	
$b/l = \text{Elementhöhe/Wandhöhe}$	
β aus Nomogramm Tafel 5.61 V (Petersen, 1982)	
$F_{ki} = \frac{1}{\beta^2} \pi^2 \frac{2}{3} \frac{\min(EI)_{ef}}{l^2}$	
$\sigma_{c,crit} = \frac{F_{ki}}{A_{\text{Element}}}$	$\sigma_{c,crit} = \frac{F_{ki}}{A_{\text{Schwelle}}}$
$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}}$	$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,90,k}}{\sigma_{c,crit}}}$
$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2]$	$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2]$
$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \leq 1$	$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \leq 1$
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_c \cdot f_{c,90,d}} \leq 1$

Anhand einer Wand aus LIGNOTREND-Elementen Lux 4S/n mit Schwelle und Rähm wird die Nachweisführung für eine vertikale Beanspruchung in Plattenebene dargestellt.

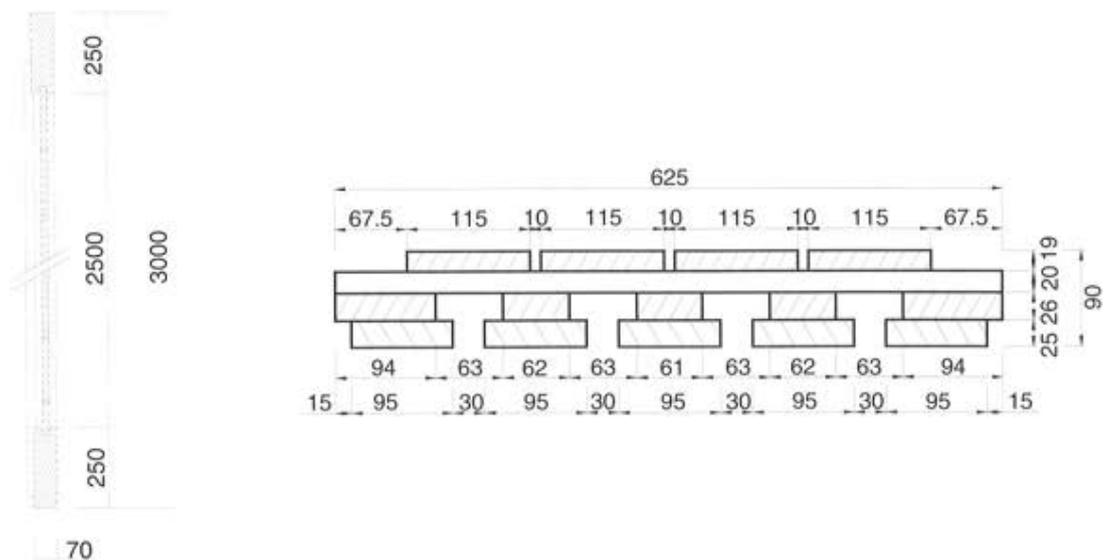


Bild 2: Wandelement mit Schwelle und Rähm

- Wandhöhe 3000 mm
- Schwellenhöhe 250 mm
- Schwellenbreite 70 mm
- Elementhöhe 3000 - 500 = 2500 mm
- Elementbreite 625 mm
- $\beta_c=0,1$ (wie Brettschichtholz)
- $\gamma_M=1,3$ und $k_{mod}=0,8$

Tabelle 2: Knicknachweis für Lux 4S/n mit Elementbreite 625 mm

Element	Schwelle
$(E_0I)_{ef} = 2,50 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}^2$	$(E_{90}I)_{ef} = 5,36 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2$
$\sqrt[3]{\frac{\min(EI)_{ef}}{\max(EI)_{ef}}} = 0,278$	
$b/l = \text{Elementhöhe/Wandhöhe} = 0,83$	
$\beta = 0,4$	
$F_{ki} = \frac{1}{\beta^2} \pi^2 \frac{2}{3} \frac{\min(EI)_{ef}}{l^2} = 98 \text{ kN}$	
$\sigma_{c,crit} = \frac{98000}{30340} = 3,23 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{c,crit} = \frac{98000}{43750} = 2,24 \text{ N/mm}^2$
$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{21}{3,23}} = 2,55$	$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{2,5}{2,24}} = 1,056$
$k = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (2,55 - 0,3) + 2,55^2] = 3,864$	$k = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,056 - 0,3) + 1,056^2] = 1,095$
$k_c = \frac{1}{3,864 + \sqrt{3,864^2 - 2,55^2}} = 0,148$	$k_c = \frac{1}{1,095 + \sqrt{1,095^2 - 1,056^2}} = 0,722$
$N_d = A \cdot k_c \cdot f_{c,0,d} =$ $30,340 \cdot 0,148 \cdot \frac{21 \cdot 0,8}{1,3} =$ 58,0 kN	$N_d = A \cdot k_c \cdot f_{c,90,d} =$ $43,750 \cdot 0,722 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,8}{1,3} =$ 48,6 kN

Neben dem Knicknachweis sind noch die Druckspannungen rechtwinklig zur Faserichtung, die durch die Lasteinleitung in die Schwelle entstehen, nachzuweisen.

Lasteinleitungsfläche: $A = 20\,840 \text{ mm}^2$

$$N_d = A \cdot f_{c,90,d} = 20,840 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,8}{1,3} = 32,1 \text{ kN}. \quad (1)$$

Maßgebend sind somit die Querdruckspannungen durch die Lasteinleitung.

Da die Kräfte von der Schwelle in das Wandelement nicht mittig eingeleitet werden, entsteht im Wandelement ein zusätzliches Biegemoment infolge der Ausmitte. Die Ausmitte beträgt in diesem Fall 13,8 mm wodurch ein Biegemoment von

$M = 32,1 \cdot 0,013 = 0,42$ kNm entsteht. Die daraus entstehenden zusätzlichen Biegespannungen in der Wand sind gering und werden vernachlässigt.

3 Schubbeanspruchung in Plattenebene (Aussteifung)

Neben der Abtragung von Vertikallasten können Wand- und Deckenelemente aus Brettsperrholz auch zur Aussteifung von Gebäuden herangezogen werden. Dabei werden Dach- und Deckenscheiben in der Regel durch eine Gleichstreckenlast (z.B. aus Windeinwirkung), Wandscheiben durch horizontale Lasten in Höhe der Oberkante beansprucht. In beiden Fällen werden die Lasten im wesentlichen über Schubbeanspruchung der Elemente in die Auflager weitergeleitet.

Bei Schubbeanspruchungen von Brettsperrholz bei Beanspruchung in Plattenebene können zwei Fälle unterschieden werden, die sich auf die Tragwirkung und somit auch auf die Bemessung auswirken:

- es ist mindestens eine Brettlage vorhanden, bei der die nebeneinanderliegenden Bretter miteinander verklebt sind. In diesem Fall können zwischen den Brettern Schubkräfte übertragen werden und es entstehen innerhalb dieser Lage bei einer Schubverzerrung aufeinander senkrecht stehende Schubspannungen.
- eine Brettlage besteht aus nebeneinanderliegenden, nicht miteinander verklebten Brettern, die wiederum auf rechtwinklig dazu verlaufenden Brettern aufgeklebt sind. In diesem Fall werden die Schubkräfte zwischen den Brettern über Torsionsbeanspruchungen der verklebten Kreuzungsflächen übertragen.

Für beide Fälle wird im Folgenden ein Nachweisverfahren vorgestellt.

3.1 Brettsperrholz mit mindestens einer vollständigen Scheibe

Brettsperrholz mit mindestens einer vollständigen Scheibe weist eine Quer- bzw. Längslage aus nebeneinanderliegenden Brettern auf, die so miteinander verklebt sind, dass zwischen diesen Brettern Schubkräfte übertragen werden können. Dieser Aufbau liegt in der Regel bei den mehrschichtigen Massivholzplatten vor.

Eine Übertragung von Schubkräften zwischen zwei nebeneinanderliegenden Brettern kann auch erreicht werden, wenn die Fuge zwischen den beiden Brettern auf der gesamten Länge durch ein weiteres aufgeklebtes Brett abgedeckt wird. Dabei muss die Breite der Klebeflächen mindestens so groß wie die Brettstärke sein (siehe Bild 3). Solche Aufbauten kommen bei LIGNOTREND-Elementen vor.

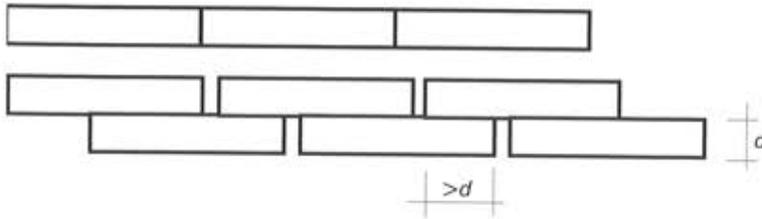


Bild 3: vollständige Scheiben aus nebeneinanderliegenden verklebten Brettern (oben) bzw. aus versetzt angeordneten Brettern (unten)

In beiden Fällen werden die Annahmen der technischen Biegelehre zugrunde gelegt und die Berechnung der Schubspannung in der durchgängigen Brettlage berechnet sich zu

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot d} \quad (2)$$

mit

I = Flächenmoment zweiten Grades

S = Flächenmoment ersten Grades

d = Dicke einer Brettlage

Bei der Berechnung der Verformung sind die Schubverformungen, die infolge der Querkraft in der Platte entstehen, zu berücksichtigen. Dies kann ebenfalls nach der technischen Biegelehre erfolgen Für einen Einfeldträger mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten ergibt sich z.B. :

$$f_{\text{ges}} = f_M + f_Q = \frac{23F\ell^3}{648EI} + \kappa_Q \frac{F\ell}{3GA} \quad (3)$$

3.2 Brettsperrholz mit aufgelöster Scheibe

Brettsperrholz kann auch aus einzelnen, nebeneinander liegenden und nicht verklebten Brettern bestehen, auf die rechtwinklig dazu weitere Lagen aus einzelnen Brettern, die ebenfalls nicht miteinander verklebt sind, aufgebracht sind. (KLH-Kreuzlagenholz, MERK-Dickholz bzw. LIGNOTREND-Elemente)

In diesem Fall können nur dann Schubkräfte im Element übertragen werden, wenn die Kreuzungsflächen zweier Bretter biegesteif miteinander verbunden sind. Dadurch werden an diesen Stellen Torsionsmomente übertragen und es entsteht eine schubsteife Scheibenwirkung. In den Kreuzungsflächen entstehen Torsionsschubspannungen, die zumindest teilweise rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes wirken und somit sog. Rollschubspannungen darstellen.

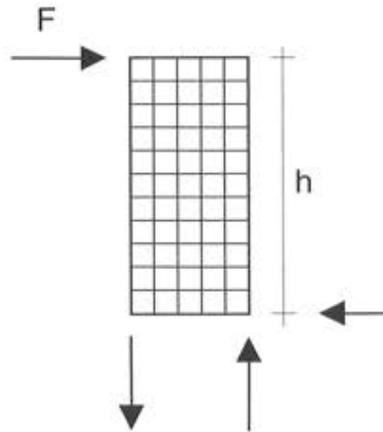


Bild 4: Beanspruchung eines Elements in Scheibenebene (System)

Näherungsweise wird davon ausgegangen, dass das äußere auf die Wand wirkende Moment (Bild 4) sich gleichmäßig auf alle einzelnen Kreuzungsflächen aufteilt. Daraus ergibt sich folgende Gleichgewichtsbedingung:

$$M_T^i = F \cdot h \cdot \frac{I_p^i}{\sum I_p} \quad (4)$$

mit

- F = äußere Belastung eines Wandelements
 h = Wandhöhe
 I_p^i = polares Trägheitsmoment einer Kreuzungsfläche i

Durch dieses Torsionsmoment entstehen in der Kreuzungsfläche i Schubspannungen, die in der Ecke (am weitesten vom Schwerpunkt entfernt) maximal werden.

$$\tau_{\max}^i = \frac{M_T^i}{I_p^i} \cdot r_{\max}^i = \frac{F \cdot h}{\sum I_p} \cdot r_{\max}^i \quad (5)$$

Geht man davon aus, dass diejenigen Schubspannungen, die rechtwinklig zur Faserichtung wirken (Rollschub), zum Versagen führen, erhält man die maßgebende Schubspannung zu

$$\tau^i = \frac{M_T^i}{I_p^i} \cdot \frac{a^i}{2} = \frac{F \cdot h}{\sum I_p} \cdot \frac{a^i}{2} \quad (6)$$

wobei a_i die größere Querschnittsseite der Kreuzungsfläche darstellt.

Durch diese Beanspruchungen verdrehen sich die beiden rechtwinklig aufeinander geklebten Hölzer um den Winkel γ , der wie folgt berechnet werden kann:

$$\gamma = \frac{M_T^i}{I_p^i \cdot K} = \frac{F \cdot h}{\sum I_p \cdot K} \quad (7)$$

dabei ist K ein Verschiebungsmodul, der berücksichtigt, dass zwischen den Holzfasern kleine Verschiebungen auftreten können, obwohl die eigentliche Klebeverbindung als starr angesehen werden kann.

Um die Verformungen von Elementen mit aufgelöster Scheibe nach der technischen Biegelehre berechnen zu können, erscheint es sinnvoll, für diese Elemente eine wirksame Schubsteifigkeit $(GA)_{ef}$ anzugeben. Geht man davon aus, dass in einem Biegeträger durch eine Querkraft Q eine Schubverzerrung γ von

$$\gamma = \frac{Q}{(GA)_{ef}} \quad (8)$$

entsteht, lässt sich mit Hilfe von Gleichung (7) die wirksame Schubsteifigkeit angeben:

$$(GA)_{ef} = \frac{Q}{\gamma} = \frac{\sum I_p \cdot K}{h} \quad (9)$$

$\frac{\sum I_p}{h}$ = Summe der polaren Trägheitsmomente der Kreuzungsflächen pro Elementlänge

K = Verschiebungsmodul der Kreuzungsfläche pro mm^2 Fläche

Mit dieser wirksamen Schubsteifigkeit können nun die Schubverformungen nach der technischen Biegelehre bestimmt werden. Dabei ist $\kappa_Q=1$ anzunehmen.

3.3 Versuche zur Ermittlung der Torsionstragfähigkeit und Steifigkeit

Zur Ermittlung der charakteristischen Torsionsschubfestigkeit und des Verschiebungsmoduls wurden Versuche an rechtwinklig aufeinander verklebten Hölzern mit unterschiedlichen Abmessungen durchgeführt. Eine ausführliche Beschreibung der Versuche und der Ergebnisse ist in Blaß und Görlacher (2002) gegeben.

In einer speziellen Prüfvorrichtung (Bild 5 und 6) wurde auf die kreuzweise verklebten Hölzer ein Torsionsmoment aufgebracht.

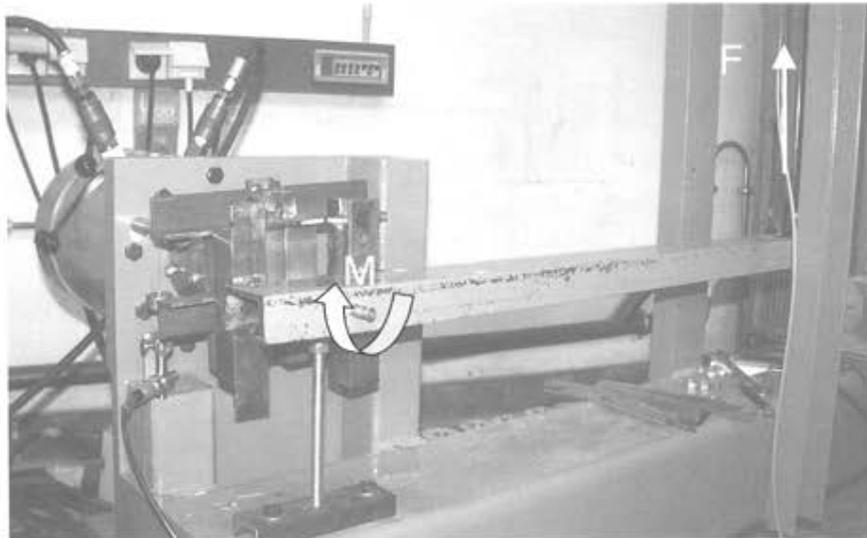


Bild 5: Versuchseinrichtung

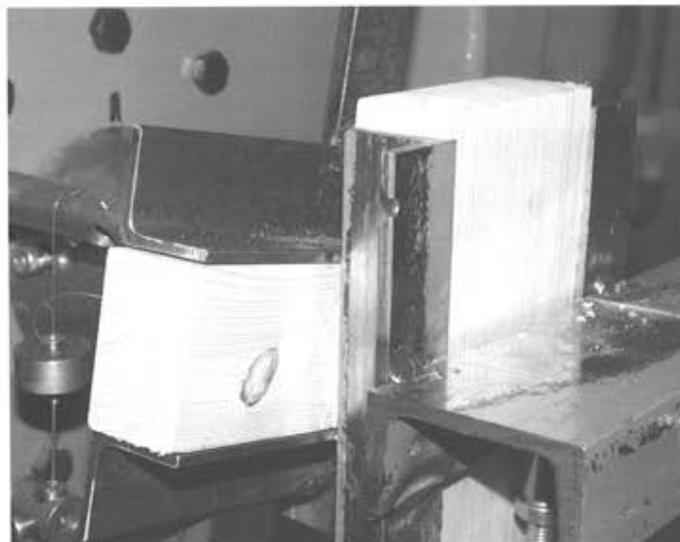


Bild 6: Rechteckig aufeinander geklebte Hölzer unter Torsionsbeanspruchung

Die Versuchskörper wurden kontinuierlich belastet, ein typisches Moment-Verdrehungsdiagramm ist in Bild 7 exemplarisch dargestellt. Aus dem linearen Bereich der Kurve wurde die Steigung und daraus der Verschiebungsmodul K berechnet

Aus dem maximal erreichten Moment $\max M$ wurde die in der Mitte der Querschnittsseite auftretende maximale Schubspannung bestimmt.

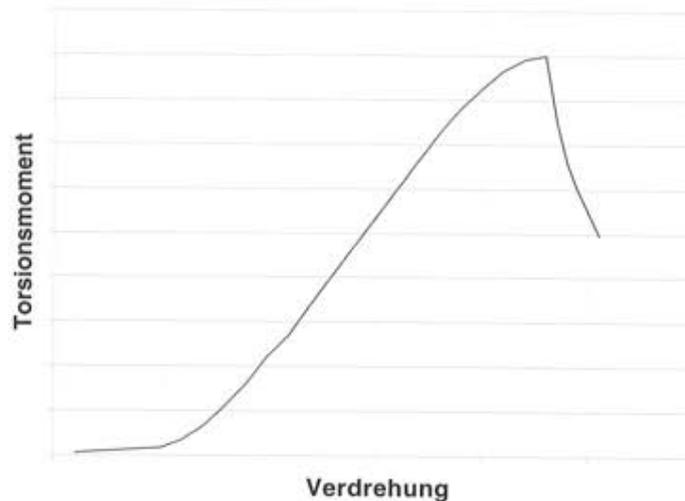


Bild 7: *Typische Momenten-Verdrehungsbeziehung von rechtwinklig zueinander verklebten Hölzern*

Ein typisches Versagensbild, bei dem die Fasern an den Seiten der Kreuzungsflächen abgesichert sind (Rollschubversagen) ist in Bild 8 gezeigt.

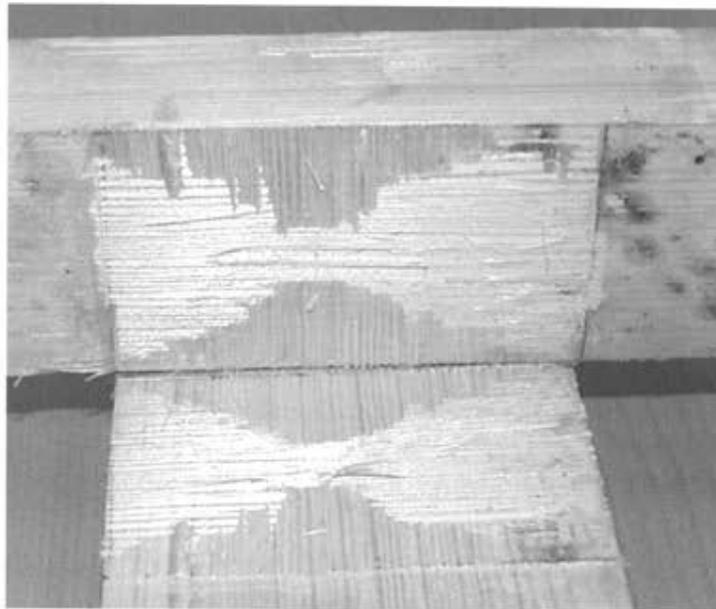


Bild 8: *Bruchfläche einer torsionsbeanspruchten Kreuzungsfläche*

Die mittlere Schubfestigkeit bei den Versuchen lag bei $3,6 \text{ N/mm}^2$ bei einem Kleinstwert von $2,6 \text{ N/mm}^2$. Da es sich bei diesen Untersuchungen nur um eine Vorstudie handelt, wird, auch aus Gründen der Vereinfachung, vorgeschlagen, für die Schubfestigkeit von torsionsbeanspruchten, rechtwinklig zueinander verklebten Hölzern eine charakteristische Schubfestigkeit von $2,5 \text{ N/mm}^2$, also wie für Schubbeanspruchungen in Faserrichtung, festzulegen.

Um auftretende Verformungen abschätzen zu können, wird ein aus den Versuchen abgeleiteter Verschiebungsmodul von 3 N/mm^3 vorgeschlagen.

3.4 Beispielrechnungen

Am Beispiel eines LIGNOTREND Elementen des Typs Vario 4S und Lux 4S/n soll die Berechnung nach dem o.a Verfahren gezeigt werden.

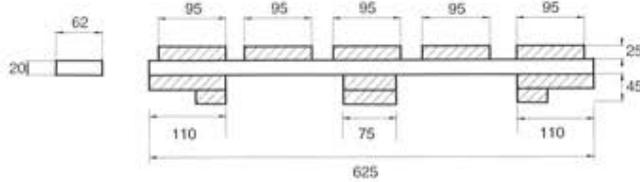


Bild 9: LIGNOTREND Element Vario 4S

Querhölzer (20/62) im Achsabstand von 125 mm

Berechnung der polaren Trägheitsmomente:

obere Lage:

$$I_p = \frac{ba^3 + ab^3}{12} = \frac{62 \cdot 95^3 + 95 \cdot 62^3}{12} = 6,317 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (10)$$

untere Lage:

$$I_p = \frac{ba^3 + ab^3}{12} = \frac{62 \cdot 110^3 + 110 \cdot 62^3}{12} = 9,062 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (11)$$

$$I_p = \frac{ba^3 + ab^3}{12} = \frac{62 \cdot 75^3 + 75 \cdot 62^3}{12} = 3,669 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (12)$$

Summe je Querholz:

$$\sum I_p = (5 \cdot 6,317 + 2 \cdot 9,062 + 3,669) \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 53,38 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (13)$$

je m Wandhöhe:

$$I_{p,ges} / m = \frac{53,38 \cdot 10^6}{0,125} = 4,27 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 / m = 4,27 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \quad (14)$$

größte Seitenlänge der Kreuzungsfläche $a = 110 \text{ mm}$

$$\tau^i = \frac{M_T^i}{I_p^i} \cdot \frac{a^i}{2} = \frac{F}{4,27 \cdot 10^5} \cdot 55,0 = F \cdot 0,1288 \cdot 10^{-3} \quad (15)$$

Unter der Annahme einer charakteristischen Schubfestigkeit für torsionsbeanspruchte Kreuzungspunkte von $2,5 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich daraus eine charakteristische Horizontal-last F (siehe Bild 4) von $19,4 \text{ kN}$.

Tragfähigkeitsversuche an diesen Elementen ergaben Höchstlasten von $25,8 \text{ kN}$, $21,9 \text{ kN}$ und $24,7 \text{ kN}$. Die Berechnung unter den o.a. Annahmen führt also zu einer zuverlässigen Bemessung.

Die wirksame Schubsteifigkeit dieses Elements berechnet sich zu

$$(GA)_{ef} = \frac{\sum I_p \cdot K}{h} = 4,27 \cdot 10^5 \cdot 3 = 1,28 \cdot 10^6 N \quad (16)$$

Damit kann die Verzerrung γ eines Elementes unter einer Querkraft Q nach Gl. (8) berechnet werden.

Ein drei-lagiges KLH Kreuzlagenholz bzw. MERK Dickholz soll als weiteres Beispiel dienen.

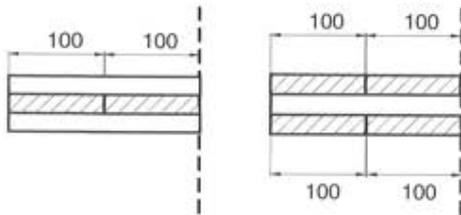


Bild 10: Drei-lagiges Brettsperrholz

Lagendicke je 20 mm

Brettbreiten 100 mm

Elementbreite 1000 mm (10 nebeneinander liegende nicht miteinander verklebte Bretter)

je Kreuzungspunkt:

$$I_p = \frac{ba^3 + ab^3}{12} = \frac{100^4}{6} \text{ mm}^4 \quad (17)$$

je m Wandhöhe: $10 \times 10 \times 2 = 200$ Kreuzungspunkte:

$$I_{p,ges} / m = \frac{1}{3} \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 / m \quad (18)$$

größte Seitenlänge der Kreuzungsfläche $a = 100$ mm

$$\tau^i = \frac{M_T^i}{I_p^i} \cdot \frac{a^i}{2} = \frac{F}{\frac{1}{3} \cdot 10^7} \cdot 50 = F \cdot 15 \cdot 10^{-6} \quad (19)$$

Unter der Annahme einer charakteristischen Schubfestigkeit für torsionsbeanspruchte Kreuzungspunkte von $2,5 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich daraus eine charakteristische horizontale Tragfähigkeit F von 167 kN.

Hier ist nun zu untersuchen, ob anstelle des Torsionsversagens ein Schubversagen der Bretter in den einzelnen Lagen stattfinden kann.

$$\tau = \frac{F}{A_{\min}} \quad (20)$$

mit A_{\min} : als maßgebende schubbeanspruchte Querschnittsfläche.

In diesem Beispiel ist die Querlage mit einer Dicke von 20 mm maßgebend. Die Elementbreite beträgt 1000 mm. Somit ergibt sich bei einer charakteristischen Schubfestigkeit der Bretter von $2,5 \text{ N/mm}^2$ eine charakteristische horizontale Tragfähigkeit von $F=50 \text{ kN}$ die für die Bemessung maßgebend wird.

Die wirksame Schubsteifigkeit resultierend aus den Torsionsverformungen der Kreuzungspunkte berechnet sich zu

$$(GA)_{ef} = \frac{\sum I_p \cdot K}{h} = \frac{1}{3} \cdot 10^7 \cdot 3 = 10^7 \text{ N} \quad (22)$$

Die wirksame Schubsteifigkeit aus der Schubverformung der Bretter ergibt sich zu

$$(GA)_{ef} = G \cdot b \cdot d_{ges} = 690 \cdot 1000 \cdot 60 = 4,14 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Es ergeben sich somit aus den Torsionsverformungen deutlich größere Schubverzerrungen des o.a. Brettsperrholzelements

4 Zusammenfassung

Bei Beanspruchung in Plattenebene sind für Brettsperrholz folgende Trag- bzw. Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen:

Druck in Plattenebene (Biegeknicken):

Stehen Brettsperrholzelemente wie z.B. LIGNOTREND Elemente auf einer Schwelle auf und werden oben durch ein Rähm abgeschlossen, entsteht ein Druckstab mit veränderlicher, bereichsweise konstanter Biegesteifigkeit. Um den Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren durchführen zu können, muss eine Ersatzstablänge ermittelt werden. Dies kann z.B. nach Petersen, 1982 erfolgen.

Der schematisierte Knicknachweis ist in Tabelle 1 zusammengestellt. Dabei sind folgende Annahmen zu beachten:

- Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit des Elements unter Berücksichtigung der Rollschubverformungen ($G_R = 50 \text{ N/mm}^2$)
- Berechnung der Querschnittsfläche des Elements ($A_{Element}$) ohne Querlagen

- Beiwert β_c zur Berücksichtigung ungewollter Vorverformungen wie für Brett-schichtholz ($\beta_c = 0,1$)
- Festigkeitswerte bzw. Bemessungswerte nach E DIN 1052 für Sortierklasse S10.

Schubbeanspruchung in Plattenebene (Aussteifung)

Hierbei ist zu unterscheiden zwischen Brettsperrholz,

- bei dem mindestens eine Brettlage vorhanden ist, bei der die nebeneinander-liegenden Bretter miteinander verklebt sind,
- und Brettsperrholz, bei dem eine Brettlage aus nebeneinanderliegenden, nicht miteinander verklebten Brettern, die wiederum auf rechtwinklig dazu verlaufen-den Brettern aufgeklebt sind, besteht.

Im ersten Fall erfolgt die Berechnung nach der technischen Biegelehre, d.h. die maß-gebende Schubspannung in der durchgängigen Brettlage berechnet sich nach Gleichung (2). Schubverformungen, die infolge der Querkraft in der Platte entstehen, sind zu berücksichtigen. Dies kann ebenfalls nach der technischen Biegelehre erfolgen. Im zweiten Fall kann man näherungsweise davon ausgehen, dass das äußere auf die Wand wirkende Moment sich nach Gleichung (4) gleichmäßig auf alle einzelnen Kreuzungsflächen aufteilt. Durch dieses Moment entstehen in den Kreuzungsflächen Schubspannungen, die rechtwinklig zur Faserrichtung wirken (Rollschub) und nach Gleichung (6) berechnet werden können. Als charakteristische Festigkeit wird für die-se Fälle ein Wert von $2,5 \text{ N/mm}^2$ empfohlen.

Um die Verformungen von Elementen mit aufgelöster Scheibe nach der technischen Biegelehre berechnen zu können, kann nach Gleichung (9) die wirksame Schubstei-figkeit berechnet werden, wobei der Verschiebungsmodul zu $K=3 \text{ N/mm}^3$ angenom-men werden kann. Weiterhin ist $\kappa_Q=1$ anzunehmen.

Bei Elementen mit großen Kreuzungsflächen ist zu überprüfen, ob anstelle des Torsi-onsversagens der Kreuzungsflächen ein Schubversagen der Bretter auftreten kann. Dieser Nachweis kann wie der Nachweis für Elemente mit durchgehender Brettlage geführt werden.

Weitere Nachweise, wie z.B. die Verankerung der Elemente für abhebende Kräfte werden in diesem Beitrag nicht behandelt.

5 Literatur

H.J. Blass,; R. Görlacher (2001). Zum Trag- und Verformungsverhalten von LIGNOTREND-Decken- und Wandsystemen aus Nadelnschittholz. Bauen mit Holz 103 (2001) H. 4 S. 37-40, H. 5 S. 68-71.

H.J. Blass,; R. Görlacher (2002). Zum Trag- und Verformungsverhalten von LIGNOTREND- Elementen bei Beanspruchung in Plattenebene. Bauen mit Holz (eingereicht zur Veröffentlichung)

C. Petersen (1982). Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. 2., durchges. Auflage. Braunschweig: Vieweg, 1982 . - XVI, 960 S.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger

Technische Universität München
Fachgebiet Holzbau
Institut für Tragwerksbau
Arcisstraße 21
80333 München
Tel.: 089/28928687
Fax: 089/28928497
E-Mail: kreuzinger@bv.tum.de



1941	Geboren in Eger, Sudetenland
1960 – 1965	Studium Bauingenieurwesen, TH München
1965 – 1991	TH München bzw. TU München Assistent am Lehrstuhl für Baustatik Professor für Schwingungsmesstechnik und Baudynamik
1973 – 1974	Konstruktionsbüro Dyckerhoff und Widmann
seit 1985	Prüfingenieur für Baustatik, Massivbau, Holzbau
seit 1991	Professor für Holzbau

(Straßen)brücken in Holz

1 Einleitung

Planung und Konstruktion von Brücken sind eine begeisternde Aufgabe für Ingenieure. Traum eines jeden Studenten oder Ingenieurs ist es, eine große Brücke zu bauen! Ähnliche Ausstrahlung haben noch Türme oder Hochhäuser.

Holzbrücken haben eine lange Tradition. Alte Bauwerke und Bilder zeugen davon. In den letzten gut 100 Jahren wurde der Holzbrückenbau teilweise verdrängt. Brücken aus Holz, vor allem Geh- und Radwegbrücken, werden zur Zeit jedoch wieder gebaut.

Die Entwicklung im Ingenieurholzbau zusammen mit hochwertigen Holz- und Holzwerkstoffen erlauben auch den Bau von Holzbrücken in Konkurrenz zu Brücken aus anderen Baustoffen. Dazu kommen die besonderen Eigenschaften des Baustoffes Holz, er ist umweltfreundlich, nachhaltig und ökologisch!

2 Technische Grundlagen

Folgende Vorschriften, national und europäisch, mit Stand September 2002 behandeln die Einwirkungen auf Brücken, die Schwingungen von Fußgängerbrücken und die Holzkonstruktionen.

Einwirkungen:

- DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken, Beuth
- EN 1991-1-4 Actions on structures, General actions – wind loads
- EN 1991-2 Actions on structures, traffic loads on bridges
- EN1990-Eurocode: Basis of Structural Design – Draft prAnnex A2, March 2
- prENV 1995-2, Design of timber structures – part 2: Bridges, 14.1.1997
- British Standards Institution, BS 5400, Part 2, Appendix C: Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges 1978
- DIN 1052, Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung, April 1988 und Entwurf 2001
- DIN 1074 Holzbrücken Mai 1991

3 Dauerhaftigkeit

Ein wesentlicher Gesichtspunkt ist die Dauerhaftigkeit der Holzbrücken. Um diese zu gewährleisten, ist der Schutz des Baustoffes Holz vor Zerstörung durch Insekten und Pilze notwendig. Dieser Schutz ist möglich durch den konstruktiven Holzschutz, den chemischen Holzschutz und auch durch Verwendung widerstandsfähiger Hölzer.

Konstruktiver Holzschutz

Tragende Teile werden vor Feuchtigkeit und direkter Sonneneinstrahlung geschützt. Die beste und auch älteste und bewährteste Schutzmethode sind ein Dach und eine Bekleidung!



Bild 1: alte Holzbrücke

Bei oben liegender Fahrbahn kann die Aufgabe des Daches auch durch die Fahrbahnplatte übernommen werden.



Bild 2: Mapferding (Fritsche Ingenieure, Ingenieurbüro für das Bauwesen, Deggendorf)



Bild 3: Ruderting Grossmann, Holzleimbau, Rosenheim)

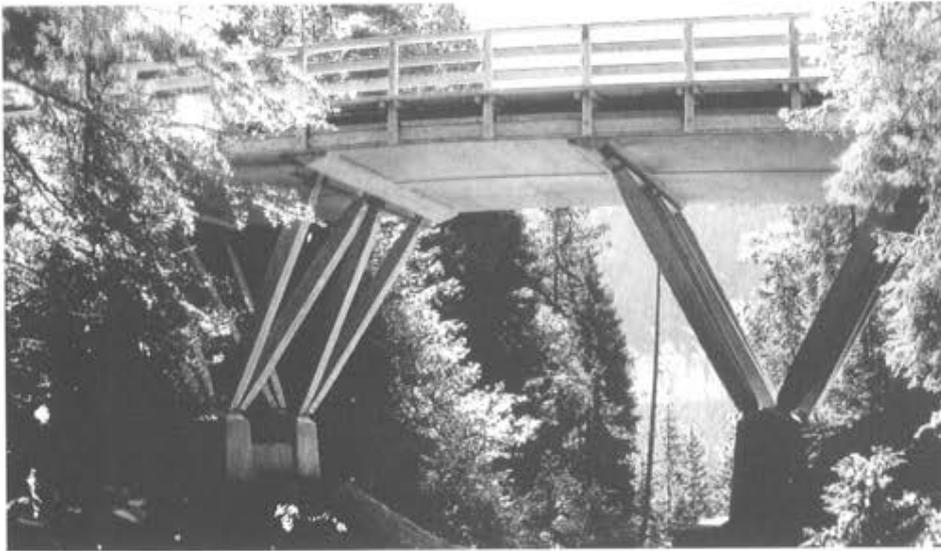


Bild 4: Sausender Graben (Ing. Büro Dittrich, München; Schaffitzel, Holzindustrie, Schwäbisch Hall)

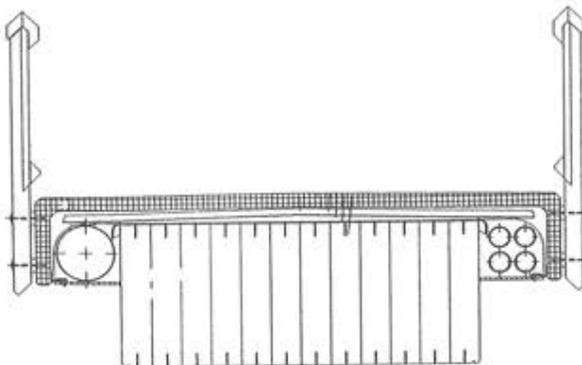


Bild 5: Crailsheim (Ingenieurbüro Bertsche, Prackenbach)

Nicht durch das Dach abgedeckte Teile müssen leicht austauschbar, chemisch geschützt oder aus widerstandsfähigem Holz sein!

Chemischer Holzschutz

Chemisch richtig behandelte Hölzer sind dauerhaft. Wird die chemische Behandlung hingenommen, sind andere, vielfältigere Konstruktionen möglich.



Bild 6: *Brücke im Trentino*

Widerstandsfähige Hölzer

Für bewitterte Bauteile können widerstandsfähigere heimische Hölzer wie Eiche, Lärche oder Douglasie verwendet werden.

Tropische Hölzer mit einer sehr langen Lebensdauer sind nur für Sonderfälle gedacht.

4 Fahrbahnplatten

Der auf der Tragkonstruktion aufgelegte Balkenrost wird nur noch für wenig befahrene Brücken verwendet. Schwere Radlasten werden nur auf wenige direkt betroffene Balken verteilt. Eine Platte kann die Lastverteilung statisch besser lösen. Auch für den Schutz der Tragkonstruktion ist eine durchgehende Platte mit aufgebrachtener Abdichtung und Belag besser als ein offener Balkenrost. Bei einer Brücke mit Dach ist das wiederum ohne Bedeutung.

Fahrbahnplatten, statisch wirkend und mit Belag und Abdichtung zu versehen, sind:

- QS-Platten
- Blockverleimte Brettschichtholzträger

- Brettsperrholz
- Betonteil der Holzbetonverbundkonstruktion

5 Beispiel: Saalachbrücke Ainring

Die Fuß- und Radwegbrücke über die Saalach wird vorgestellt.

Randbedingungen

Die Brücke führt über den Grenzfluss Saalach von Bayern nach Salzburg. 1945 wurde sie zerstört, nun mit EU Mitteln wieder aufgebaut. Die Saalach hat stark unterschiedliche Wasserführung, deshalb wurde kein Pfeiler im Fluss erlaubt und es war eine Spannweite von knapp 70 m erforderlich. Eine überzeugende Holzfachwerkbrücke mit Dach kam zur Ausführung!



Bild 7: Saalachbrücke Ainring

Tragkonstruktion

Die wesentlichen Abmessungen der in Ansicht und Schnitt dargestellten Brücke sind folgend zusammengestellt.

Eigengewicht	17,80 kN/m
Verkehr	16,20 kN/m
Schnee	8,25 kN/m

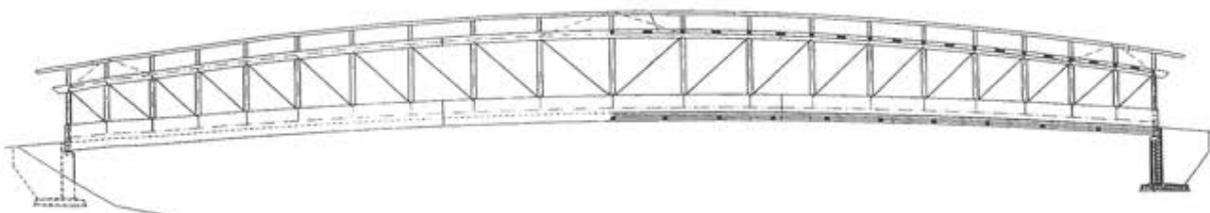


Bild 8: Ansicht, Ingenieurbüro Peter Zeller, Ruhpolding

SCHNITT C-C

M = 1 : 50

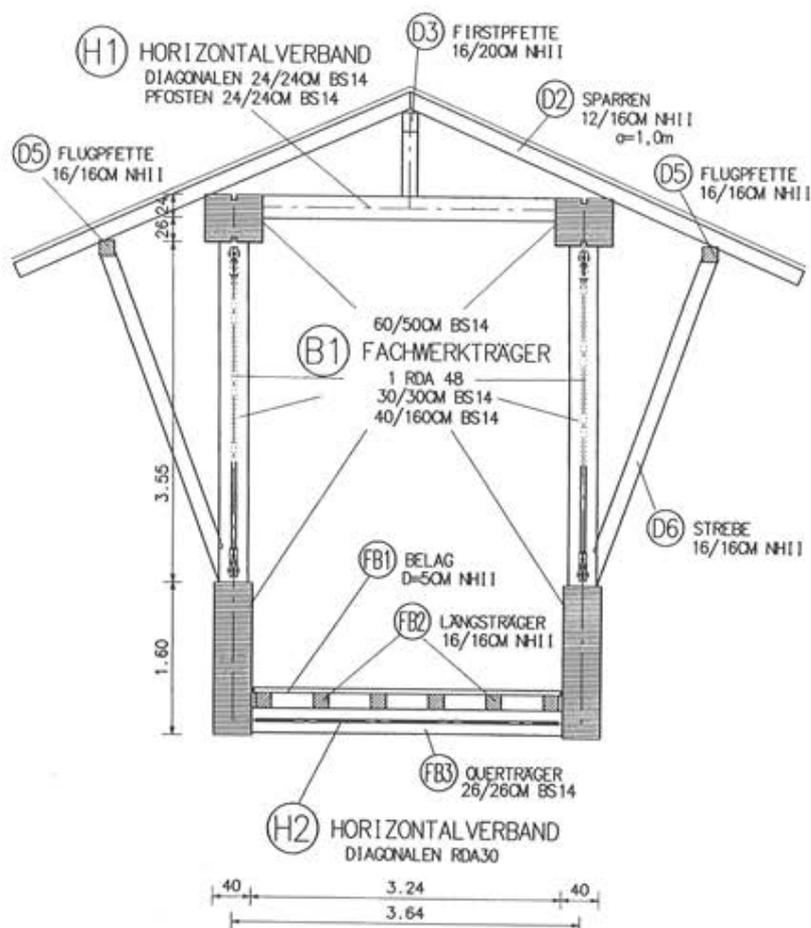


Bild 9: Schnitt in Feldmitte

Spannweite	67,70 m
Breite, Achsmaß	3,64 m
Höhe, Achsmaß des Fachwerkes	5,70 m in Feldmitte 4,30 m an den Auflagern
Stich des Untergurtes	1,50 m

Die beiden Fachwerkträger haben fallende Diagonalen aus Rundstahl (1 bzw. 2 Stück, Durchmesser 48 mm, S 460 N, System Besista). Zwei Besonderheiten sind anzumerken: die Diagonalen sind am 1,60 m hohen Untergurt exzentrisch angeschlossen und sie können nur Zug aufnehmen. Die durch den exzentrischen Anschluss entstehenden Biegemomente im Untergurt können leicht aufgenommen werden. Durch wechselnde

$$a_{\text{vert},1} = 165 \cdot 1 \cdot \frac{1}{67,7 \cdot 1780 \cdot 0,01} = 0,14 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Dabei ist $67,7 \text{ mal } 1780 = 120000$ die Brückenmasse in kg und $0,01$ das Dämpfungsmaß.

Im Frequenzbereich um 2 Hz ist der Bewertungsfaktor $k_{\text{vert},f} = 3$ und damit wird die zu erwartende Beschleunigung infolge einer Fußgängergruppe

$$a_{\text{vert}} = 0,14 \cdot 3 = 0,42 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

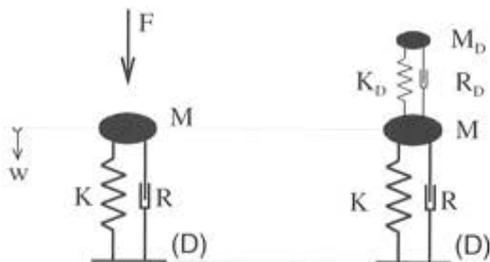
Dieser Wert bleibt unter dem empfohlenen Wert von $0,7 \text{ m/s}^2$. Wird aber, wie zu erwarten, die Brücke von vielen Fußgängern benutzt, so errechnet sich der zu erwartende Beschleunigungswert zu

$$a_{\text{vert}} = 0,14 \cdot 3 \cdot 0,027 \cdot l \cdot b = 0,42 \cdot 0,027 \cdot 67,7 \cdot 3,24 = 2,42 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Da dieser Wert deutlich den Grenzwert überschreitet, wurde der Einbau eines Dämpfers geplant. In Feldmitte wird die Anbringung von 4 mit Dämpfern versehenen Schwingern mit jeweils $0,8 \text{ t}$ vorgesehen.

In der Neufassung des EC5.2 werden die Formeln etwas umgeformt und zusätzlich wird der Wert für einen Läufer angegeben werden.

Die Schwingung der Brücke in der ersten lotrechten Eigenfrequenz und Eigenform kann durch den stellvertretenden Einmassenschwinger dargestellt werden. Auf diesen Einmassenschwinger wird der Dämpfer aufgebracht.



$$F = F_0 \cdot \sin \Omega t$$

$$M = 60 \text{ t}$$

$$R = 21,53 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}}$$

$$D = 0,012$$

$$K = 13417,3 \text{ kN/m}$$

$$M_D = 3,2 \text{ t}$$

$$R_d = 9,25 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}}$$

$$D_d = 0,10$$

$$K_D = 668,3 \text{ kN/m}$$

Bild 11: Schwingungssystem der Brücke mit und ohne Dämpfer

Die Wirkung des Dämpfers zeigt die Vergrößerungsfunktion (Verhältnis der Verformung zur statischen Verformung): eine harmonische Einwirkung wird aufgebracht, für verschiedene Frequenzen wird die größte Antwort aufgetragen. Wird der Dämpfer blockiert, so tritt die größte Antwort in der Resonanz auf. Bei wirkendem Dämpfer

werden die Auslenkungen deutlich vermindert. Gehen also Fußgänger in Resonanz zur Brückenschwingung, so wird die Auslenkung durch den Dämpfer ebenso deutlich verringert.

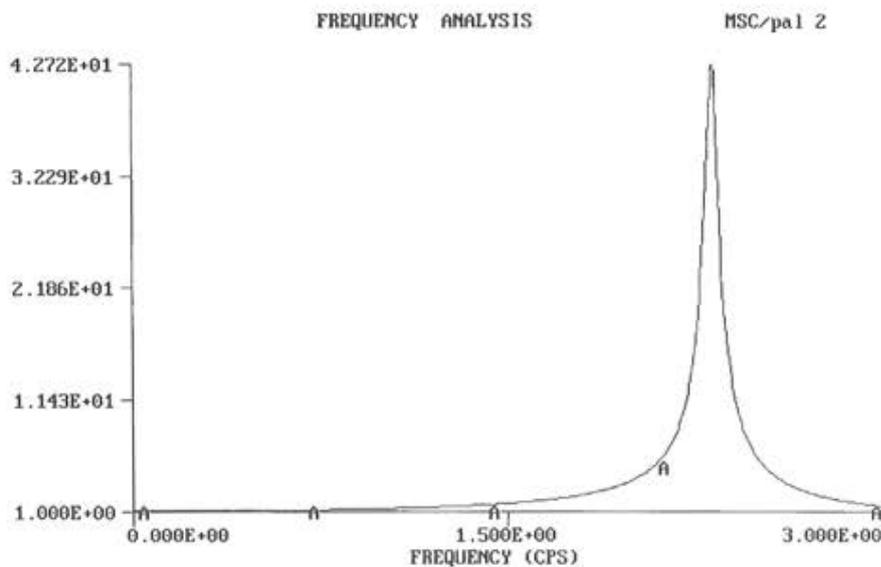


Bild 12: Vergrößerungsfunktion bei blockiertem Dämpfer

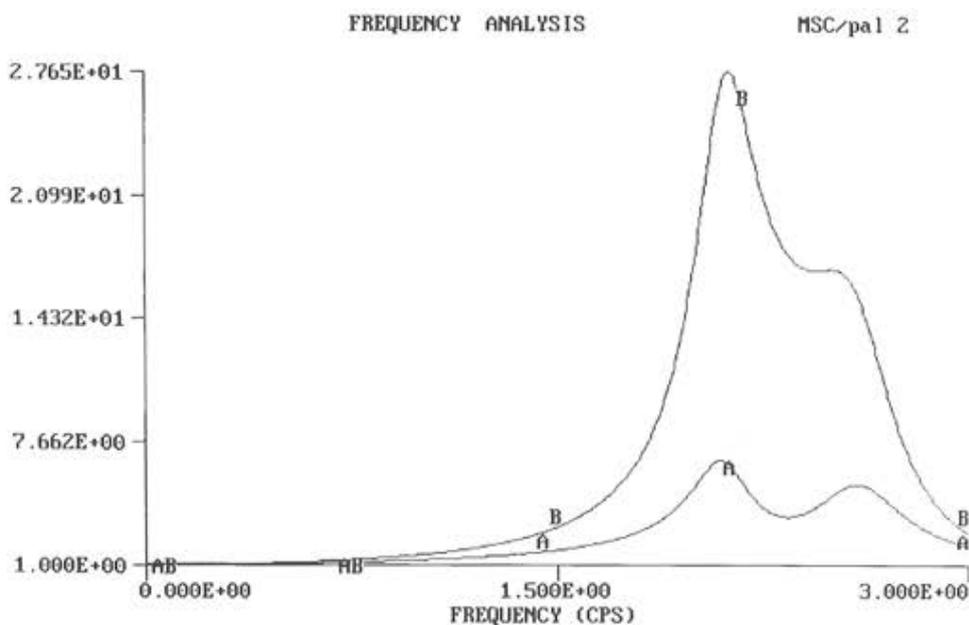


Bild 13: Vergrößerungsfunktion bei wirkendem Dämpfer

Wesentlich für den eventuellen späteren Einbau sind das Vorsehen des Platzes, die Berücksichtigung der Kräfte bei der Bemessung und vor allem das Vorsehen der Befestigung. Drei Pfosten des unteren Verbandes wurden in Stahl ausgeführt.

Die Kräfte des Dämpfers setzen sich aus dem Gewicht und der dynamischen Kraft zusammen.

$$F_D = G_D \cdot \left(1 \pm \frac{a}{g} \cdot \frac{1}{2D_D} \sqrt{1 + (2D_D)^2} \right)$$

Die Zahlenwerte sind:

$$G_D = M_D g = 3,2 \text{ t mal } 9,81 \text{ m/s}^2 = 32 \text{ kN}$$

$$a = 0,7 \text{ m/s}^2 \text{ Grenzwert der Beschleunigung der Brückenbewegung}$$

$$D_D = 0,1 \text{ Dämpfungswert}$$

$$F_D = 32 \cdot \left(1 \pm \frac{0,7}{9,81} \cdot \frac{1}{2 \cdot 0,1} \sqrt{1 + (2 \cdot 0,1)^2} \right) = 32 \cdot (1 \pm 0,07 \cdot 4,81) = 32 \cdot (1 \pm 0,34) \text{ kN}$$

Die dynamischen Kräfte des Dämpfers sind gering aber sie bewirken viel!

Nach Fertigstellung der Brücke wurde eine Schwingungsmessung durchgeführt. Die gemessene erste Eigenfrequenz der lotrechten Schwingung mit 2,38 Hz lag deutlich über der berechneten, aber immer noch im gefährdeten Bereich. Die Anregung durch Fußgänger in Resonanz brachte auch spürbare Bewegungen. Der vorgesehene Dämpfer wurde bestellt und eingebaut. Dies war durch die Aufteilung in vier kleine Dämpfer problemlos möglich. Die Kosten beliefen sich auf etwa 5% der Kosten für die Brücke!

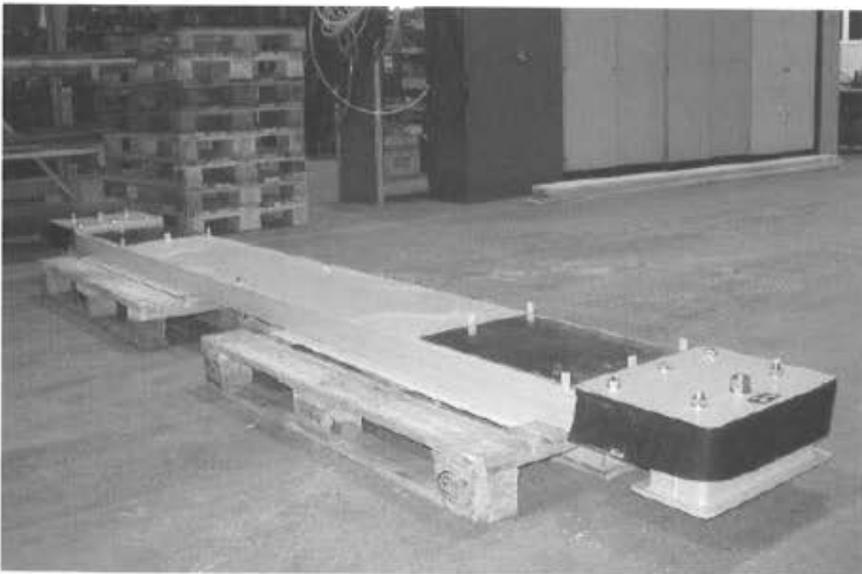


Bild 14: Dämpfer (Gerb, Schwingungsisolierungen, Essen)

Schwingungen in horizontaler Richtung

Die erste Eigenfrequenz mit Schwingungen der Brücke in horizontaler Richtung wurde mit 1,03 Hz rechnerisch abgeschätzt. Gemessen wurde 1,37 Hz! Auch diese Frequenz liegt in dem Bereich, in dem Fußgänger Schwingungen anregen können. Die Abschätzung nach EC5.2 liefert

$$a_{\text{hor},1} = 40 \cdot 1 \cdot \frac{1}{67,7 \cdot 1780 \cdot 0,01} = 0,033 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Im Frequenzbereich um 2 Hz ist $k_{\text{hor},f} = 3$ und damit wird die zu erwartende Beschleunigung infolge einer Fußgängergruppe

$$a_{\text{vert}} = 0,033 \cdot 3 = 0,1 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Dieser Wert bleibt unter dem empfohlenen Wert von $0,2 \text{ m/s}^2$. Wird aber, wie zu erwarten, die Brücke von vielen Fußgängern benutzt, so errechnet sich der zu erwartende Beschleunigungswert zu

$$a_{\text{vert}} = 0,033 \cdot 3 \cdot 0,027 \cdot l \cdot b = 0,1 \cdot 0,027 \cdot 67,7 \cdot 3,24 = 0,6 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Messung und Beobachtung haben ergeben, dass keine unangenehmen seitlichen Schwingungen auftreten!

Ansonsten hätte auch ein Dämpfer für die Verminderung der Bewegungen in horizontaler Richtung eingebaut werden müssen!

Bei der Einweihung war die Brücke voll belegt mit Gästen und zwei Musikkapellen, es zeigten sich keine störenden Bewegungen.

Bauausführung

Zur Montage wurden in den Drittelpunkten zwei Hilfsjoche im Fluss aufgestellt. Die drei Teile der beiden Untergurte mit Gehbahn wurden eingehoben und verbunden. Der Querschnitt des Untergurtes erlaubt dieses Vorgehen: über ein Drittel der Spannweite müssen die beiden Untergurte das Eigengewicht der Brücke tragen. Der Stoß der Untergurte erfolgte über Stabdübel, Schlitzbleche und HV Schrauben, die Obergurte wurden über Kontakt und Schlitzbleche mit Stabdübeln gestoßen.

Am Bau Beteiligte

Architekt	Zeller – Romstätter, Traunstein
Tragwerksplaner	Ingenieurbüro Peter Zeller GmbH, Ruhpolding
Ausführung	Schaffitzel
Dämpfer	Gerb, Schwingungsisolierung, Essen
Prüfingenieur	H. Kreuzinger

6 Warum Brücken aus Holz?

Mit welchen Argumenten kann ein Bauherr überzeugt werden, eine Brücke aus Holz zu bauen? Zunächst besteht die Meinung, Holz brennt und fault. Die Möglichkeiten im Holzbrückenbau sind darzulegen!

Baustoff Holz

Holz ist ein nachwachsender Rohstoff, der CO₂ speichert. Aus nachhaltig betriebener Forstwirtschaft ist genügend Bauholz zu erwirtschaften. Dies hilft auch der wichtigen Erhaltung und Pflege der Wälder.

Mit Holz kann im Vergleich zu anderen Baustoffen mit geringerem Energieaufwand eine Bauaufgabe erfüllt werden.

Reparatur und Wiederverwertung

Reparatur, Umbau und Abbruch sind leicht möglich und Holz kann wieder verwendet und entsorgt werden.

Vorfertigung und Montage

Holz ist im Vergleich zur Festigkeit ein leichter Baustoff. Das erlaubt ein hohes Maß an Vorfertigung in der Fabrik mit dem Vorteil einer witterungsunabhängigen Herstellung und Lieferung großer Teile auf die Baustelle. Ebenso können große Teile mit dem Kran eingehoben werden. Dies ermöglicht vor Ort kurze Bauzeiten, was für Sperrungen und Umleitungen sehr wichtig ist!

Das Gewicht einer Brücke wirkt sich auf die Gründung aus, je leichter um so günstiger!

Dauerhaftigkeit, Pflege und Unterhalt

Wird der Holzschutz sorgfältig geplant, was ja selbstverständlich sein sollte, so ist die Lebensdauer einer Holzbrücke auf jeden Fall vergleichbar mit der von Brücken aus anderen Baustoffen. Der Holzschutz, konstruktiv und chemisch, ist entscheidend. In den Ablöserichtlinien für Brücken sind für Holzbrücken eine theoretische Nutzungsdauer von 50 Jahren und jährliche Unterhaltungskosten von 2% genannt. Es gibt Vorschläge für die Unterhaltungskosten für geschützt Holzbrücken 1,0% und für ungeschützt Holzbrücken 1,8% anzugeben.

Preis

Zunächst erscheint der Preis für Herstellung und Unterhalt entscheidend. Dabei sollte aber immer mehr berücksichtigt werden, welche Entscheidung unsere gemeinsame Umwelt am wenigsten schädigt. Im Preis drückt sich dies noch nicht aus, da z.B.: Nachhaltigkeit, mit Energieverbrauch einhergehende Umweltbelastung, Wiederverwertung der Baustoffe in den Kosten kaum berücksichtigt sind!

Gestaltung

Planung und Konstruktion mit dem Baustoff Holz fordern neue Ideen heraus. Das Entwicklungspotenzial ist noch lange nicht ausgeschöpft. Einige Gesichtspunkte dazu:

- Hochwertiges, aussortiertes Holz (z.B. BS 18)
- Brettsperrholz
- Holzwerkstoffe
- Brettsperrholz
- Holz-Beton-Verbund

- Kombination Holz-Glas-Stahl-Beton
- Brettstapel, QS-Platte

7 Zusammenfassung

Die vorgestellten Argumente für Holzbrücken sind alle bekannt!

Für viele Ingenieurbüros ist leider der Umgang mit den Baustoffen Stahl und Beton bekannter und geübter als der mit Holz. Die Hilfen durch Programme werden bisher für Holzkonstruktionen nicht so angeboten wie für Stahlbeton-, Spannbeton- und Stahlkonstruktionen.

Holzbrücken haben ihre Berechtigung und Möglichkeiten. Am überzeugendsten für den vermehrten Bau von Holzbrücken sind ausgeführte Beispiele, die schön sind und bei denen der Holzschutz wirkungsvoll gelöst ist. Dann ist der Bauherr zufrieden und kann Holzbrücken empfehlen!

Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer



Technische Universität Graz
Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke
AG Holzbau und Holztechnologie im BTZ der TUG
Lessingstraße 25/III
A-8010 Graz
Tel.: 0043/316 873 6702
Fax: 0043/316 873 6707
E-Mail: Schickhofer@steel.tu-graz.ac.at

1962	Geboren
1990	Abschluss Studium Bauingenieurwesen an der TU Graz
1994	Promotion zum Dr. techn. an der TU Graz
1999	Habilitation; Verleihung der Lehrbefugnis für das wissenschaftliche Fach „Holzbau und Holztechnologie“
seit 1999	Aufbau eines Kompetenzzentrums im BTZ der TU Graz in Kooperation mit Universitätsinstituten und Partnern aus der Holzwirtschaft
seit 2001	Leiter der AG Holzbau und Holztechnologie im BTZ der TU Graz
seit 2002	koordinierende Gesamtleitung des BTZ; BTZ: BauTechnikZentrum der Fakultät für Bauingenieurwesen
weiteres	zahlreiche Publikationen, Veröffentlichungen und Forschungsprojekte; nationale und internationale Normungstätigkeit

Brettsperrholz – Anwendungen und Konstruktionsdetails im mehrgeschossigen Wohn- und Kommunalbau

Verfasser: ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Gerhard Schickhofer (Referent), Dipl.-Ing. Björn Hasewend, Dipl.-Ing. Reinhard Katzengruber

1 Einleitung

Das Bauen mit Brettsperrholzelementen - eine relativ neue Bauweise – stellt nicht nur eine Alternative zur „Holz-Leichtbauweise“, sondern auch zur Massivbauweise mit Ziegel und Beton dar.

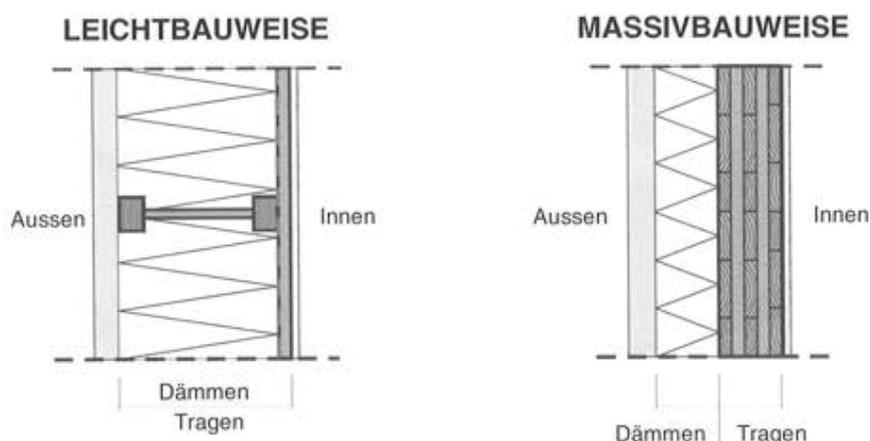


Abb. 1-1: Gegenüberstellung der Leicht- und Massivbauweise

Der wesentliche Unterschied zwischen der Leicht- und Holz-Massivbauweise ist der, dass in der massiven Ausführung von z.B. Aussenwänden die Dämmebene klar von der Tragstruktur getrennt ist. Für die Funktion des Tragens werden für die beiden Bauweisen völlig unterschiedliche Produktfamilien verwendet. Im Gegensatz zur Leichtbauweise, wo flächenförmige (Beplankung) und stabförmige Produkte für die Lastabtragung verantwortlich sind, werden bei der massiven Bauweise großformatige, flächenhafte Elemente eingesetzt. Die Massivbauweise zeichnet sich weiters dadurch aus, dass zumeist keine Dampfbremse bzw. -sperre erforderlich ist, sowie im Vergleich zur Leichtbauweise hohe speicherwirksame Massen vorliegen können, sofern diese nicht durch Vorsatzschalen und Installationsebenen 'weggedämmt' werden. Bei beiden Bauweisen ist eine variable Fassadengestaltung sowie Innenschichtausführung möglich. Die durch die Verwendung von massiven, flächenhaften und lastabtragenden Platten- und Scheibenelementen geprägte Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz (BSP) zeichnet sich bei entsprechender Füge-technik gewöhnlich durch eine hohe Gebäudesteifigkeit aus.

Blockbausysteme, Brettstapelsysteme, Brettsperrholzsysteme (z.B. MDH, KLH, SHBE) und zahlreiche Sondersysteme (z.B. THOMA pur, LIGNOTREND) stellen weitere, grundsätzlich unterschiedliche, Produktwege dar, um das Bauen mit massiven Holzsystemen zu erreichen.

2 Einsatz im Wohn- und Kommunalbau

Die Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz (BSP) ist geprägt durch den lastabtragenden Einsatz von massiven, mehrschichtig aufgebauten Elementen, welche in den Hauptachsen große Abmessungen gegenüber der Bauteildicke aufweisen (2D-Bauteile).

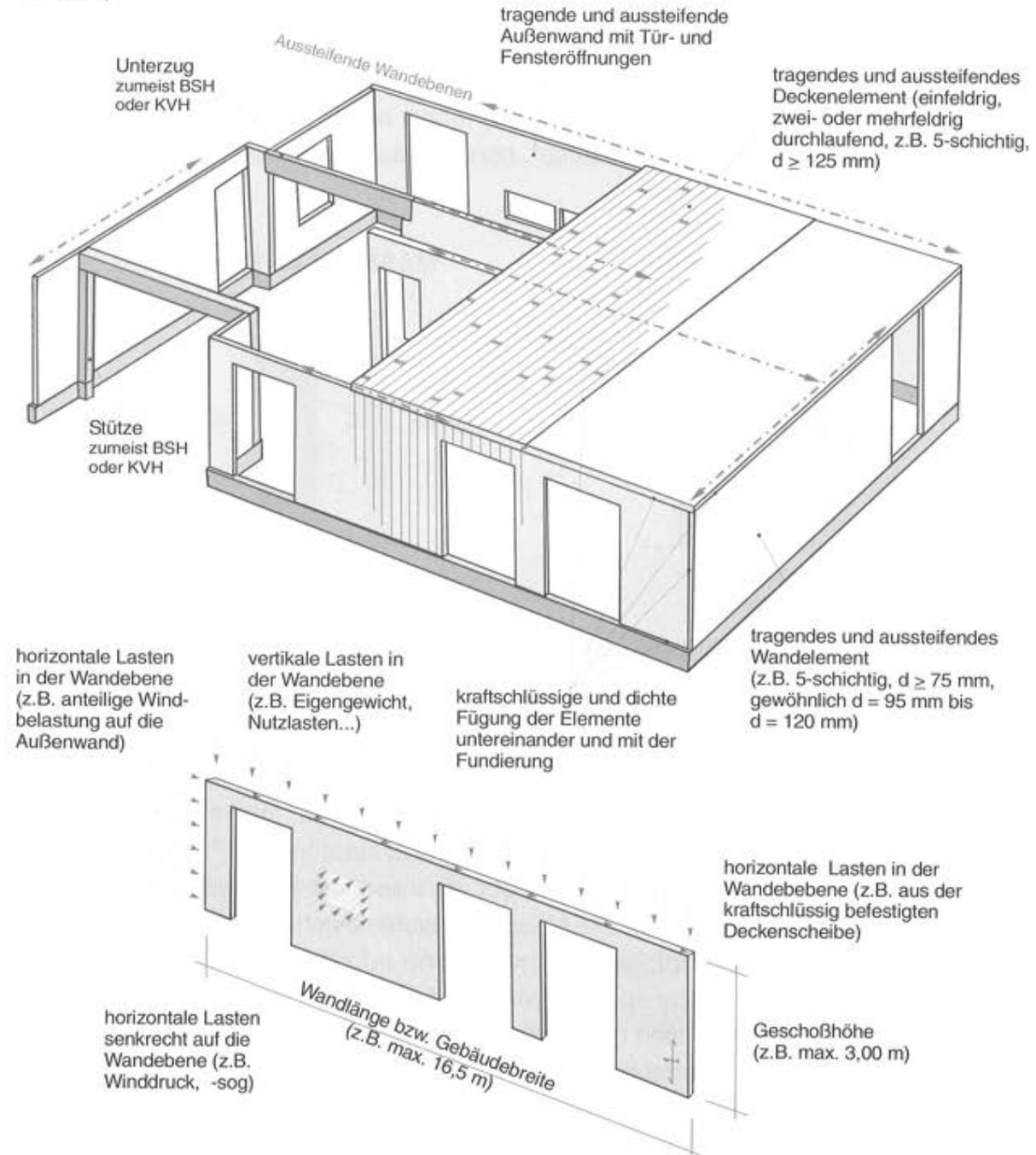


Abb. 2-1: Einsatz von tragenden und aussteifenden BSP-Elementen. Beanspruchungen eines flächenhaften, gewöhnlich 5-schichtig aufgebauten BSP-Wandelementes

Die flächenhaften BSP-Tragelemente wirken je nach Belastungssituation als Platte und/oder Scheibe. Durch den Querschnittsaufbau von BSP – gewöhnlich zueinander im rechten Winkel angeordnete Einschichtplatten (und damit der Brettlamellen) - kann

ein entsprechendes Längs- und Quertragverhalten mit einem einzigen Plattenelement erzielt werden. Zuzufolge einer – abhängig vom Querschnittsaufbau – produzierbaren Lastverteilungskapazität ist die Einleitung von Einzellasten in jedem Punkt möglich. Die **Gebäudeaussteifung** von mit BSP-Elementen errichteten Wohnbauten erfolgt durch aussteifende Wände, welche in Kombination mit den Geschossdecken und einer kraftschlüssigen Verbindungstechnik der einzelnen Elemente, ein steifes, dreidimensionales Tragwerk bilden. Eigene Aussteifungsverbände sind bei dieser „Wand- bzw. Scheibenbauweise“ mit BSP-Elementen in der Regel nicht erforderlich.

Die erforderliche Anzahl und Lage der aussteifenden Elemente eines Gebäudes wird von der Bauwerksgeometrie, dem Querschnittsaufbau sowie der Geometrie der einzelnen aussteifenden Elemente und den horizontalen Lasteinwirkungen (Erdbeben, Wind) bestimmt. Für die Ableitung von horizontalen Lasten ist neben der Art der Verbindungstechnik, vor allem die unbeeinflusste Wandlänge bestimmend (Seiten : Höhen - Verhältnis der Wand). Große Wandöffnungen (Fenster, Türen) welche die vertikale- und/oder horizontale Lastabtragung unterbrechen, stören die Scheibentragwirkung der Wand.

Da massive Wandelemente wesentlich „steifer“ sind, als beispielsweise Wände in Leichtbauweise (Rahmenbau), kann die Anzahl und Länge der aussteifenden Wandscheiben reduziert werden. Ein entsprechender Nachweis ist aber dennoch Grundlage jeder statisch-konstruktiven Bearbeitung.

Die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten von BSP im Wohnbau zeigen sich an der BSP-Produkte- und Bauteilvariabilität. So können nicht nur großformatige Außen- und Innenwände sowie Dach- und Deckenelemente realisiert werden, sondern sowohl Stiegenläufe und Balkonplatten als auch stabförmige lastabtragende Bauteile wie Überlager, Unterzüge und Stützen.



Abb. 2-2: Rohbau: Versetzen von Wänden, Einheben von Decken



Abb. 2-3: Raum: Tragende und aussteifende Wände und Decken mit Öffnungen

Zumeist ohne weitere aufwendige konstruktive Maßnahmen (z.B. lokale Verstärkungen durch Auswechslungsmaßnahmen) sind Wände mit Tür- und Fensterausschnitten, Decken mit Öffnungen für Stiegenaufgänge und Durchbrüche an Dachelementen z.B. für Lichtkuppeln oder –sheds realisierbar. Je nach Öffnungsbreite kann bei Fenster- und Türöffnungen bereits die darüberliegende Deckenplatte zur Überbrückung herangezogen werden.

Weiters ermöglicht der BSP-Plattenaufbau allseitige Dachvorsprünge sowie auskragende und punktgestützte Balkonplatten.



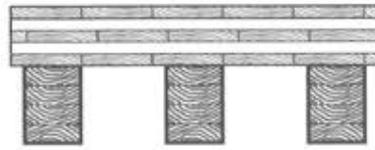
Abb. 2-4: Einsatz von BSP als Balkonplatte

Die Stärke eines für einen mehrgeschossigen Wohnbau (bis max. 3 Geschosse) gewöhnlich eingesetzten 5-schichtigen BSP-Wandelementes beträgt erfahrungsgemäß rund 95 mm (Orientierungshilfe). Die Mindeststärke für tragende, massive Wandbauteile ist zwar produkt- und damit kenngößenabhängig, sollte jedoch generell nicht unter 75 mm liegen (Empfehlung).

Mit 5-schichtigen BSP-Deckenplatten $d \geq 125$ mm bis $d = 160$ mm sind, je nach Platten- und Deckenaufbau sowie Beanspruchungshöhe, Spannweiten zwischen 4,0 m und 5,0 m wirtschaftlich realisierbar. Für größere Spannweiten und höhere Wandelemente ohne Zwischenstützung eignen sich Rippenplatten mit aufgeleimten BSH-Trägern oder Kastenquerschnitte mit BSH-Stegen.



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



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

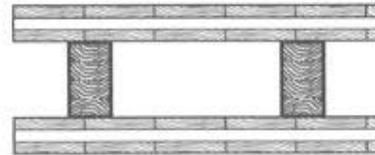


Abb. 2-5: Mit BSP-Platten aufgebaute Rippenplatte und herstellbarer Kastenquerschnitt

Die massiven Wand-, Decken- und Dachelemente können exakt und individuell nach Plan gefertigt werden und lassen sich gewöhnlich mit einer systematisierten und einfachen Verbindungstechnik zusammenfügen. Langwieriges Ausrichten oder Einpassen auf der Baustelle entfällt. Dämmungen, Vorsatzschalen und Fassadenelemente können leicht am BSP-Element befestigt werden (schnelle Montage). Auch die Kombination mit anderen Bausystemen (z.B. Ausführung der obersten Geschosdecke in Form von Holzbalkendecken mit aufgesetzter Dachkonstruktion oder Brettstapelbauweise) ist einfach möglich.

3 Fügetechnik von Brettsperrholzelementen

Die erforderliche kraftschlüssige und dichte Fügung der einzelnen großformatigen BSP-Elemente erfolgt gewöhnlich über punktuell angeordnete Holzschrauben in Kombination mit geeigneten Abdichtungsmaßnahmen wie z.B. Fugenbänder, Dichtungsbahnen oder Gummiprofilen. Durch die Verwendung großformatiger BSP-Elemente für die Errichtung eines Objektes sind nur wenige Kontaktfugen erforderlich.

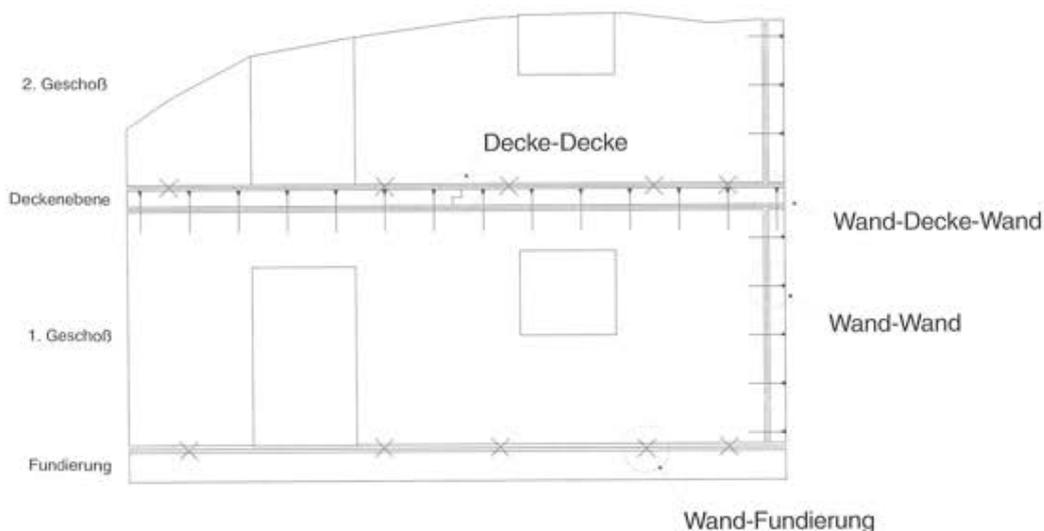


Abb. 3-1: Lage von Kontaktfugen bei mehrgeschossigen Gebäuden

Die konstruktive Ausbildung der Kontaktflächen hat vor allem entsprechend den Anforderungen des Schallschutzes zu erfolgen.

Besonders im Bereich der **BSP-Schmalflächen** ist darauf zu achten, in welchen Flächen (Hirnholzfläche oder Kantenfläche der Brettlamellen) die Verbindungstechnik angebracht wird bzw. werden darf. Es sind die für Vollholz, Konstruktionsvollholz sowie für Brettschichtholz aus Nadelhölzern normativ und in den entsprechenden Zulassungen geforderten minimalen bzw. maximalen Abstände (von den unbeanspruchten und beanspruchten Rändern sowie untereinander), Einschraubtiefen, Vorbohrungen, etc. des jeweiligen Verbindungsmittel, unter Beachtung des Winkels zwischen Kraft- und Faserrichtung einzuhalten. Auf eventuelle **Fugen** (herstellungsbedingt bzw. unverklebte Brettanten, Risse) zwischen den einzelnen Brettlagen ist zu achten.

Auf Grund des geschichteten Querschnittaufbaus und der kreuzweisen Anordnung ($0^\circ/90^\circ/0^\circ/\dots$) der Brettlamellen von BSP, ist davon auszugehen, dass ein, im Vergleich zu den stabförmigen Holzbauprodukten (Vollholz, KVH, BSH, etc.), abweichendes Trag- und Verformungsverhalten bei der bekannten Verbindungstechnik zu erwarten sein wird. **Für die gegenwärtig, als Fügetechnik an den BSP-Kontaktflächen in Frage kommende Verbindungstechnik – Holzschrauben, eingeleimte Gewindestangen sowie Stabdübel, Passbolzen und Schraubenbolzen – ist es daher notwendig geeignete Tragmodelle zu entwickeln. Eine unterstützende versuchstechnische Ermittlung der Tragfähigkeit der verwendeten Verbindungstechnik mit BSP-Elementen erscheint unumgänglich.**

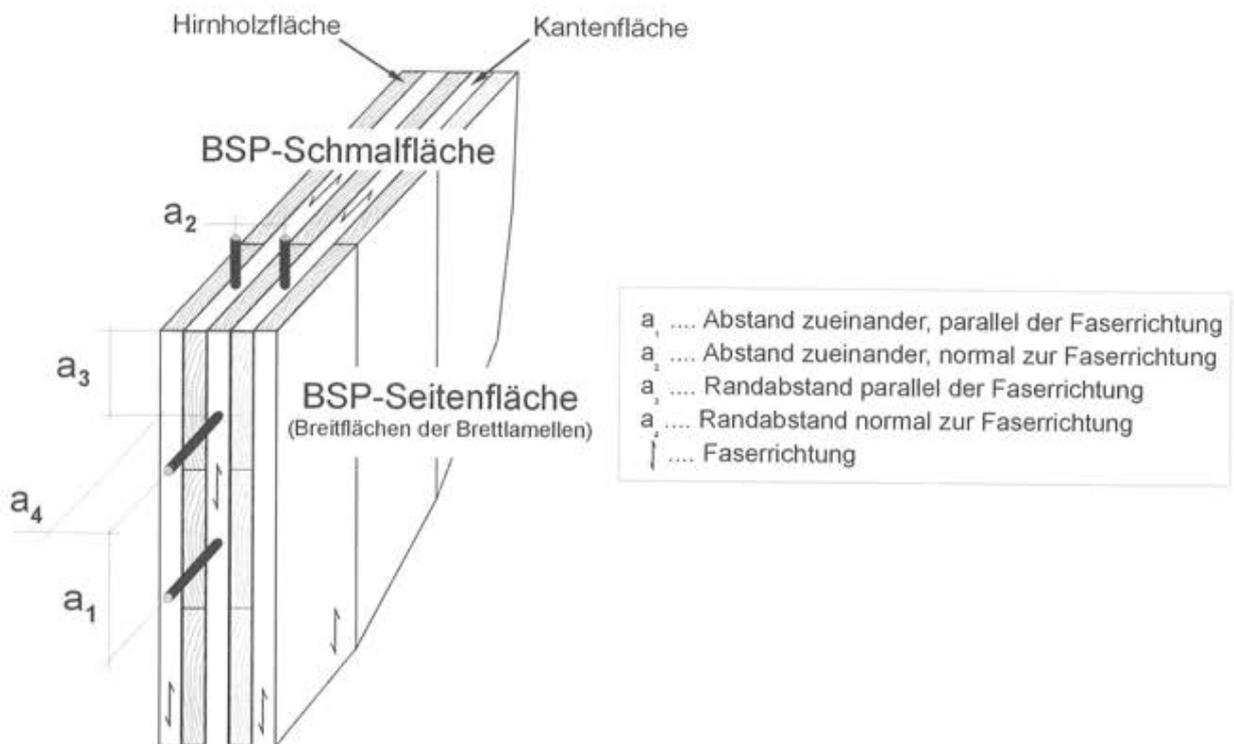


Abb. 3-2: Berücksichtigung des BSP-Querschnittaufbaus (Hirnholzflächen und Kantenflächen der einzelnen Bretter) bei der Anordnung von stabförmigen Verbindungsmitteln unter der Einhaltung von Mindestabständen

Nachfolgend dargestellte Skizzen zeigen Möglichkeiten der Verbindung des Eckstoßes Wand-Wand. Eine zumindest in den Decklagen ausgeführte Seitenverklebung der einzelnen Brettlamellen der BSP-Elemente wird voraus gesetzt. Wird diese nicht ausgeführt, so ist die geforderte Winddichtigkeit des Anschlussbereiches über andere Maßnahmen zu gewährleisten (Abschluss der BSP-Schmalflächen mit Brettlamellen oder Anordnung von Folien).



Abb. 3-3: Kontaktfuge Wand-Wand: Möglichkeiten der Schraubverbindung von Eckstößen

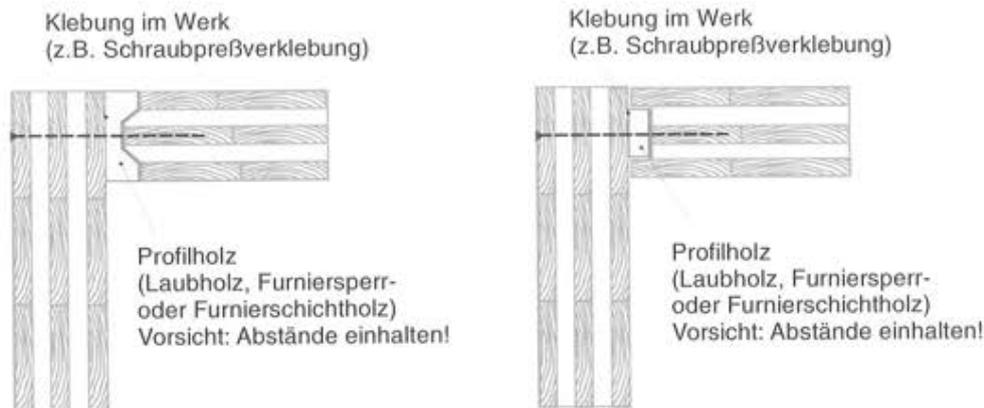


Abb. 3-4: Kontaktfuge Wand-Wand: Möglichkeiten der Schraubverbindung von Eckstößen mit Hilfe von Profilhölzern

Eine weitere Möglichkeit der Verbindung von Wandelementen untereinander ist mittels Haken- oder über Schwalbenschanzverbinder denkbar. Diese Verbindungstechniken ermöglichen bei entsprechender Vorbereitung das baustellenseitige Zusammenfügen von BSP-Elementen ohne weitere Maßnahmen (selbstzentrierende Montage).

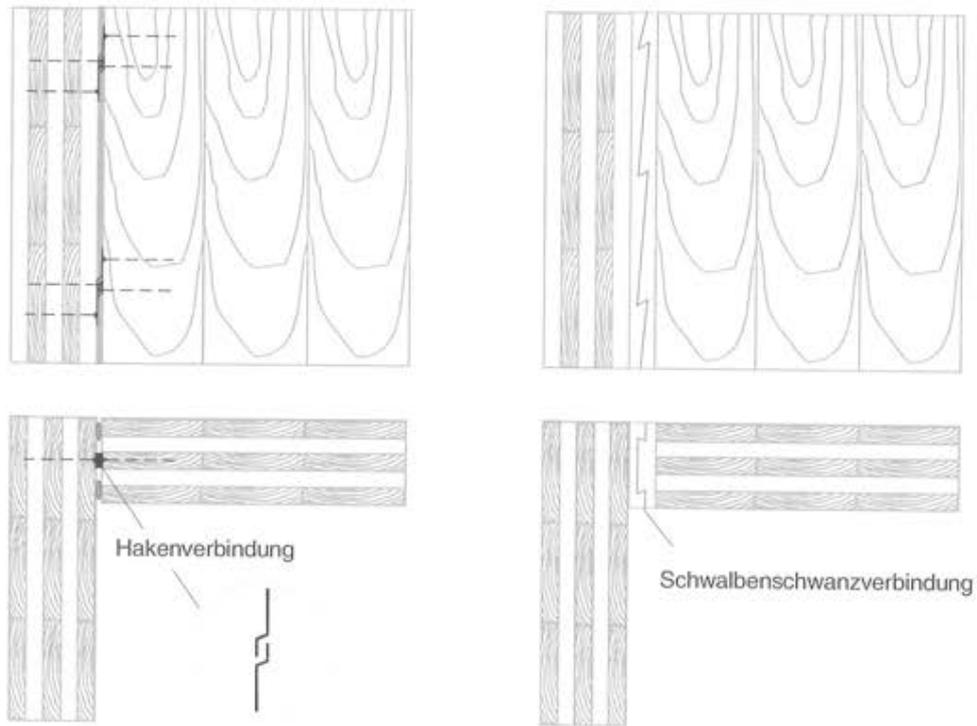


Abb. 3-5: Kontaktfuge Wand-Wand: Befestigung der Wandelemente mittels Haken- oder Schwalbenschwanzverbindung

4 Objekte mit Brettsperrholz

Beispiel 1: ‚Judenburg West 1‘

Johann-Strauß-Gasse, 8750 Judenburg, Steiermark, A

Bauherr:

Gemeinnützige Wohn- und Siedlungsgenossenschaft Ennstal
Registrierte Genossenschaft mit beschränkter Haftung
Siedlungsstraße 2
A-8940 Liezen

Planung:

Arch. DI. Dr. H. Hierzegger
Franziskanerplatz 10/II
A-8010 Graz

Ausführende Holzbauarbeiten:

Holz Bau Weiz GesmbH.
Arndorf 37
A-8181 St. Ruprecht

Gebäudedaten:

Grundstücksgröße: 4.360 m²
3 Gebäude (dreigeschossig) mit je 12 Wohnungen
bebaute Fläche: 1.270 m²

Bauzeit:

Rohbauarbeiten: 2000
Übergabe: 2001



Abb. 4-1: Block A in der Rohbauphase

Das Projekt „Judenburg West 1“ gliedert sich in drei Wohnhäuser (Block A, B und C) mit je drei Geschossen, wobei in jedem „Block“ 12 Wohnungen untergebracht sind. Von den östlich gelegenen Erschließungsstraßen sind die beiden Tiefgaragen erreichbar, die zwischen den drei Wohnhäusern situiert sind. Diese Tiefgaragen sind über die Keller der drei Objekte mit den Stiegenhäusern verbunden. In jedem der Blöcke A, B und C sind zwei Stiegenhäuser angeordnet, wobei jedes Stiegenhaus pro Geschoss zwei Wohnungen erschließt. Die Wohnungsgrößen liegen zwischen $43,4 \text{ m}^2$ und $86,5 \text{ m}^2$.

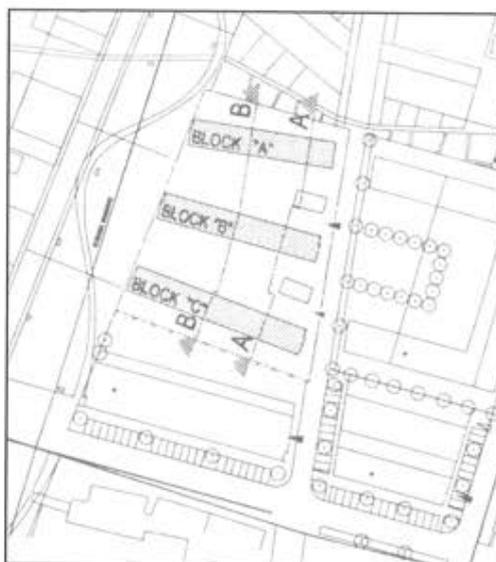


Abb. 4-2: Lageplan

Für die **Wandelemente** im Außenwandbereich wurden dreischichtige Brettsper Holz-elemente mit einer Stärke von 9,5 cm verwendet, die tragenden Innenwände bestehen aus fünfschichtigen Brettsper Holzplatten mit einer Stärke von 12,0 cm. Die Verbindung der Wandelemente untereinander erfolgte durch Verschraubung mit M8, $e = 20 \text{ cm}$.

Die **Deckenelemente** über EG und 1. OG bestehen aus fünfschichtigen Brettsper Holzplatten mit einer Stärke von 12,5 cm und sind i.d.R. zweifeldrig gelagert, wobei Spannweiten von maximal 4 m auftreten. Die Verbindung der Deckenelemente mit den darunter liegenden Wandelementen erfolgte ebenfalls durch Verschraubung, i.d.R. mit M6, $e = 20 \text{ cm}$. Durch Regelbreiten der Deckenelemente von 2,90 m ist der Fugenteil der Deckenscheibe sehr gering. Die einzelnen Deckenelemente sind durch Verschraubung (M6, $e = 33 \text{ cm}$) der Stufenfälze zu einer „starrten“ Deckenscheibe verbunden.

Die **oberste Geschossdecke** wurde in Form von Dachkonstruktionsfertigteilen auf die Baustelle geliefert. Dieses Fertigteil besteht im Prinzip aus einer Balkenlage ($h = 20 \text{ cm}$, $e = 100 \text{ cm}$), auf der eine Konstruktion für die Dachschräge aufgeständert wurde. Die Aussteifung des Dachtragsystems erfolgt durch 18 mm OSB 3-Platten, die an der Unterseite der Elemente angeordnet sind.

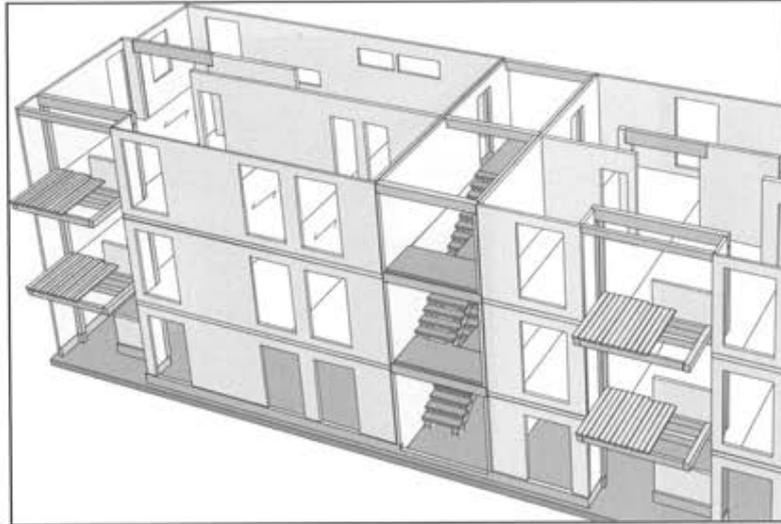


Abb. 4-3: Ausschnitt von Block A – tragende Wände, erkennbare Deckenspannrichtung

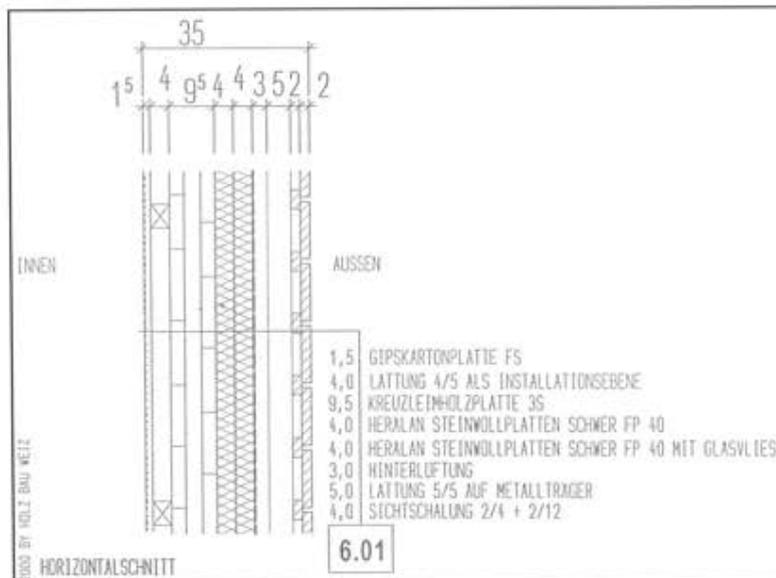


Abb. 4-4: Außenwandaufbau mit einer dreischichtigen BSP-Platte

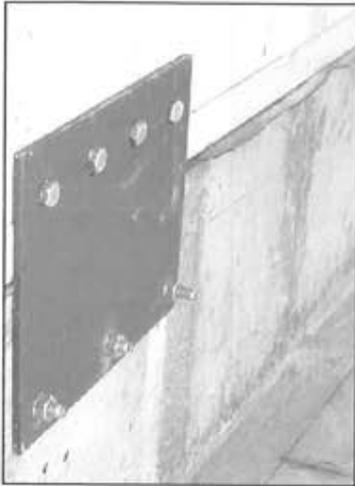


Abb 4-5: Befestigung der Wandelemente im Sockelbereich im EG

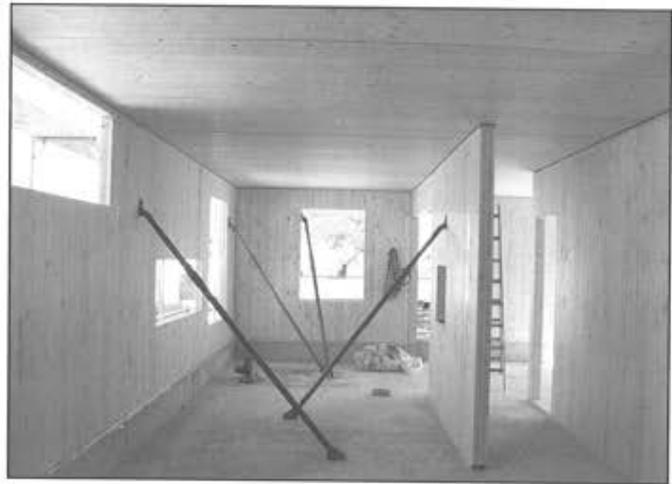


Abb. 4-6: Abstützung der Wandelemente vor und während der Montage der darüber situ-ierten Decken- und Wandelemente

In den folgenden Bildern ist der Montageablauf der Wandelemente auf der Erdgeschossdecke dokumentiert. Dabei wurden auf der Geschossdecke die Befestigungswinkel vormontiert (5xM6), um die Wandelemente „punktgenau“ einheben und einrichten zu können. Weiters wurde vor dem Einheben der Wandelemente ein Dichtstreifen auf die vorgesehenen Wandpositionen geklebt.

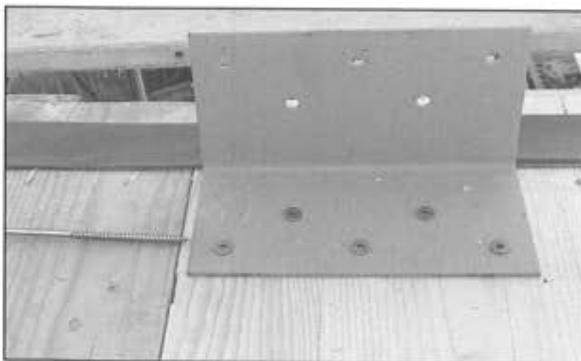


Abb. 4-7: Vorbereitete Befestigungswinkel und Dichtstreifen vor dem Einheben der Wandelemente

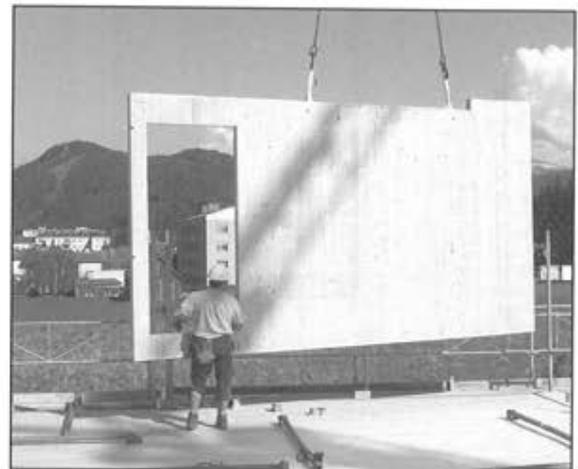
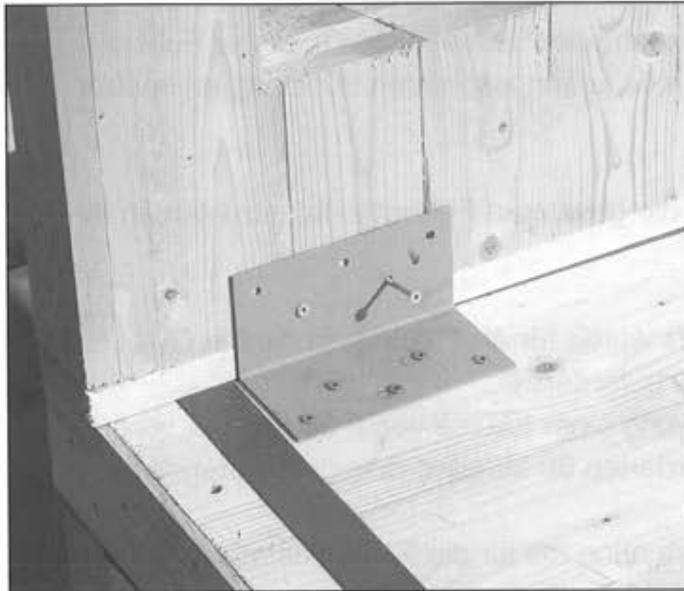


Abb. 4.8: Einheben eines Wandelementes



*Abb. 4-9: Befestigung am Fußpunkt während
Das Wandelement noch am Kranhaken hängt.
Dabei erfolgt auch das ...*



*Abb. 4-10: ... vertikale
Einrichten*

Bei diesem Projekt sind die haustechnischen Leitungen so angeordnet, dass diese auch nachträglich ohne großen Aufwand zugänglich sind. Die Elektroinstallationen sind ausschließlich in abgehängten Decken und in den Wänden verlegt, wo sie größtenteils in Vorsatzschalen untergebracht wurden.



Abb. 4-11: Heizungsinstallation oberhalb der Fußbodenkonstruktion

Auch die Heizungsinstallationen wurden ebenfalls aus dem Fußbodenaufbau genommen und in Installationskanälen entlang der Sesselleisten über der Fußbodenoberkante geführt, wodurch eventuelle Leitungsschäden frühzeitig erkennbar sind.

Mit diesen Maßnahmen wurden somit die gesamten Fußbodenkonstruktionen leitungsfrei gehalten.

Hinsichtlich der Thematik **Brandschutz** wurde für die Bauteile in diesen Objekten eine Brandwiderstandsklasse von F 60 gefordert.

Die Wände entsprechen ohne Beplankung einer Klasse von F 30, mit der vorgesehenen Beplankung werden die geforderten 60 Minuten Brandwiderstandsdauer erreicht.

Die Geschossdecken entsprechen auch ohne die für die Elektroinstallationen vorgesehenen abgehängten Decken der F 60-Forderung.

Die F 60-Brandschutzanforderung für die als Leichtkonstruktion ausgeführte oberste Geschossdecke wird durch eine zweilagige Beplankung erreicht.

Im Stiegenhaus wurde die unbeplankte BSH-Treppenkonstruktion auf F 60 dimensioniert, die Brettsper Holzwände im Stiegenhaus sind mit Holzwerkstoffplatten (Dreischichtplatten) verkleidet und erreichen dadurch in der Gesamtkonstruktion die vorgeschriebenen 60 Minuten Brandwiderstandsdauer.

Für die Fassadengestaltung wurden bei diesen Objekten vertikal orientierte unbehandelte Lärchenholzbretter verwendet. Die Fassade ist in Höhe jeder Geschossdecke durch ein Saumblech unterbrochen, wodurch in gewissem Maße auch brandschutztechnischen Aspekten folgegeleistet wird.



Abb. 4-12: Teilübersicht über die Blöcke A, B und C

Beispiel 2: Bürogebäude für die Unternehmensleitung der Österreichischen Bundesforste AG

Pummergasse 10, A-3002 Purkersdorf bei Wien

Bauherr:

Österreichische Bundesforste AG
A-1030 Wien, Marxerstrasse 2

Planung:

Architekten Dipl.-Ing. Andrea und Herwig Ronacher
A-9620 Hermagor

Ausführung:

Fa. Fahrenberger und Harreither,
A-3264 Gresten

Bauleitung:

Büro Architekt Ronacher und
Büro RW-Tragwerksplanung Dr. Woschitz,
A-1010 Wien, Karlsplatz 2

Planung und Bauzeit:

Planungsbeginn:	Juni 1999
Baubeginn:	Ende 2000
Fertigstellung:	Ende 2001
Bezug:	März 2002

Gebäudedaten:

Grundstücksfläche:	3.874 m ²
2 Untergeschosse in Stahlbetonbauweise	
4 Obergeschosse in Holzmassivbauweise (Brettsperrholz)	
Bruttogeschossfläche:	4.256 m ²
Nettonutzfläche:	3.537 m ²
Untergeschosse:	1.968 m ²
Umbauter Raum:	21.675 m ³

Baukosten:

Nettobaukosten:	85 Mio. ATS
Gesamtkosten:	100 Mio. ATS (inkl. Möblierung u. Innenausstattung)



Abb. 4-13: Gesamtübersicht des neuen Bürogebäudes der ÖBF AG

Das Bauwerk besteht aus einem freistehenden Baukörper mit einem quadratischen Grundriss im Ausmaß von 33,5 m x 33,5 m.

Einem Kleeblatt gleich besteht jedes Geschoss aus vier Sektoren, dazwischen befinden sich jeweils die beiden Treppenhäuser (Nord + Süd) sowie die übergeordneten Sekretariate und Besprechungsräume (West + Ost).

Der kompakte, quadratische Baukörper weist ein günstiges Verhältnis von Rauminhalt und Außenhaut auf.

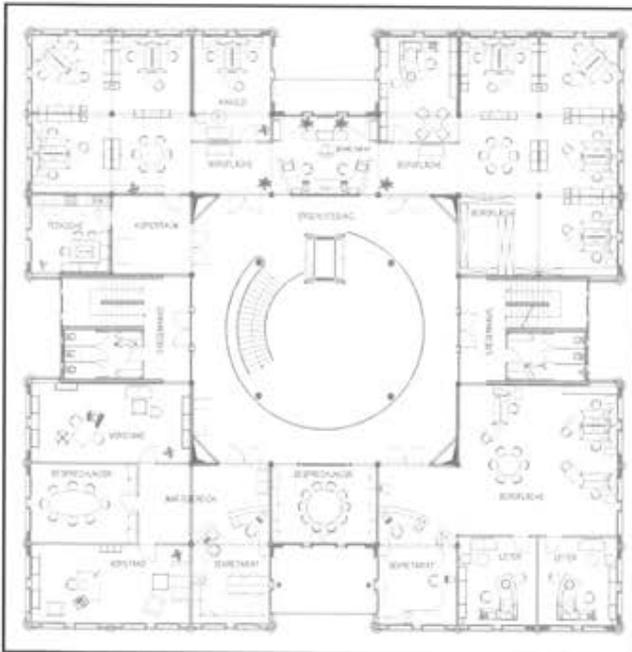


Abb. 4-14: Grundriss 1. Obergeschoss

Das Atrium ist als zentraler Wintergarten konzipiert. Es dient zugleich als Wärmespeicher, als Wärmeverteiler und als Wärmespeicher. Der innere Teil der Glaspolyamide ist mittels Kettenantriebe und Trapezgewindespindeln hebbar und dient als Entlüftung.

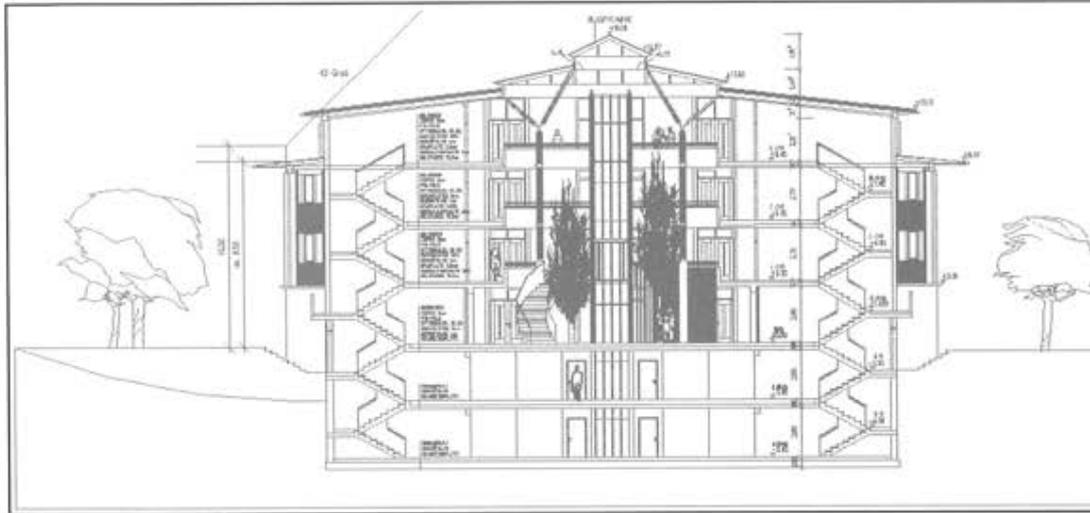


Abb.- 4-15: Schnitt in Stiegenhausachse

Durch die teilweise transparenten Wände und Glastüren zwischen dem Zentralraum und den Sektoren und durch die vier Rücksprünge in den Fassadenmitten wird ein deutlicher „Besonnungsausgleich“ zwischen Süd-, Nord- und Westseite erzielt. (Die Nordwestecke erhält auch Morgensonne – die Nordostecke auch Abendsonne.)

Das weit ausladende, flache Vordach im Dachgeschoss schützt vor allem das Dachgeschoss vor Sommersonne und bietet für alle Geschosse ausreichend konstruktiven Holzschutz.

Bei allen Fenstern und Außentüren kam unbehandeltes Lärchenholz zum Einsatz.

Das konstruktive Grundkonzept der Mitte besteht aus vier „Bäumen“ (BS-Rundholz Lärche), welche frei über alle Geschosse aufstreben und deren „Äste“ den Fuß- und Mittelfettenkranz sowie das Holzgespärre der Glaspolyamide tragen.

Die Galeriebrüstungen aus gebogenem Brettschichtholz sind gleichzeitig die Primärträger der Galeriedecken (Brettspertholz $d = 12,5$ cm).



Abb. 4-16: Einer der vier „Rundholzbäume“ im Atrium

Die vier Sektoren werden durch je 3 mal 3 Felder mit dem Achsabstand von 4,5 x 4,5 m gebildet.

Die freistehenden Rundholzsäulen aus Lärchenholz (Ø 30 cm) im Innenbereich tragen Brettschichtholz-Primärträger (24 x 32 cm). Diese wiederum dienen als Auflager von 12,5 cm starken Brettspertholzplatten (Industriefertigungsmaß 3,0 m Breite, korrespondiert mit dem Vielfachen von 4,5 m ohne Verschnitt). Primärträgerunterkante und Unterkante der Deckenpaneele könnten bei der vorgesehenen Gesamtdeckenstärke von 35,0 cm (12,5 + 22,5 cm) bündig hergestellt werden.

Die Fassadensäulen bestehen aus einem Verbund von Lärchenrundholzsäulen und rechteckigen Brettschichtholzstützen, an denen 10 cm starke Wandpaneele eingehängt werden. Diese dienen gleichzeitig als „Randprimärträger“ der Deckenelemente. Die Lage der 10er Wandpaneele bleibt exakt im 4,5 m Raster. Die Rundholzsäule hingegen liegt vor der Fassade. Durch ihre Mehrgeschossigkeit bringen die Fassaden-Rundholzsäulen das aufstrebende Prinzip des Baumes auch in der äußeren Gestalt des Gebäudes zum Ausdruck. Im Dachgeschoss werden die in der Dachneigung verlegten Deckenpaneele durch L-Winkel und Stahlaufsätze von den Rundsäulen getragen.



Abb. 4-18: Lärchenrundholzsäulen an der Fassade

Im Konferenzraum wird als einzigem Sonderfall die 9,0 m Breite (2 Rasterfelder) durch eine Holzrippendecke bestehend aus Brettsperrholzelementen 14,0 cm stark, in starrem Verbund mit Brettschichtholzrippen 20/16 cm mit einem Achsabstand von 50 cm, überspannt. Ein Sprengwerk ersetzt im 1. OG des Sektors Nordost die Säulen und leitet die Punktlasten aus dem 2. OG ab.

Die Stiegen mit den daneben liegenden WC-Anlagen sind aus Gründen des Materialkontrastes zum Holz und der Vorteile im Nassraumbereich in Stahlbeton konzipiert.

Alle angegebenen Dimensionen wurden statisch für Brandwiderstandsklasse F60 bemessen.

Durch die beiden abgeschlossenen Treppenhäuser (F90) kann die Mitte über alle Geschosse offen bleiben.

Die nördlichen und die südlichen Brandabschnitte können jeweils über die beiden Stiegenhäuser entleert werden. Die Fluchtwege bis zu den beiden Treppenhäusern sind äußerst kurz.

1 Leitdetails

Für die Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz wurden im Zuge des Projektes „Innovativer Holzbau Steiermark“ unter anderem auch Leitdetails erarbeitet, die den Planern und Ausführenden bei der Planung und Umsetzung der BSP-Bauweise unterstützen sollen, wobei anzumerken ist, dass diese keinesfalls eine Detailplanung ersetzen können.

Dieses Projekt wurde in den Jahren 1999 bis 2001 an der TU Graz bearbeitet. Im folgenden Kapitel sollen nun 2 dieser erarbeiteten Leitdetails für die Holz-Massivbauweise vorgestellt werden.

Detail 1: Deckenknoten in Holz-Massiv-Bauweise

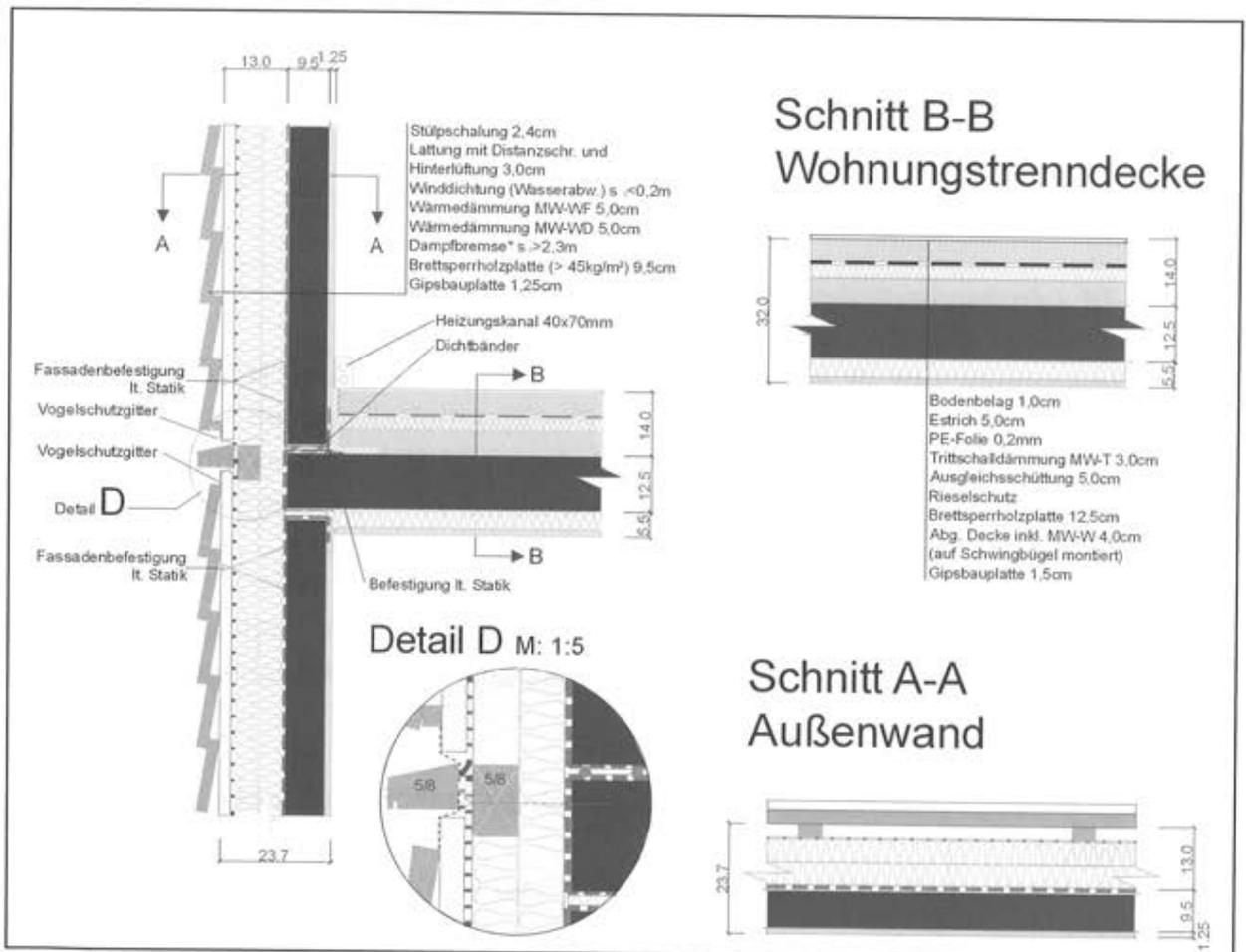


Abb. 4-18: Leitdetail Deckenknoten

Detail 2: Sockeldetail

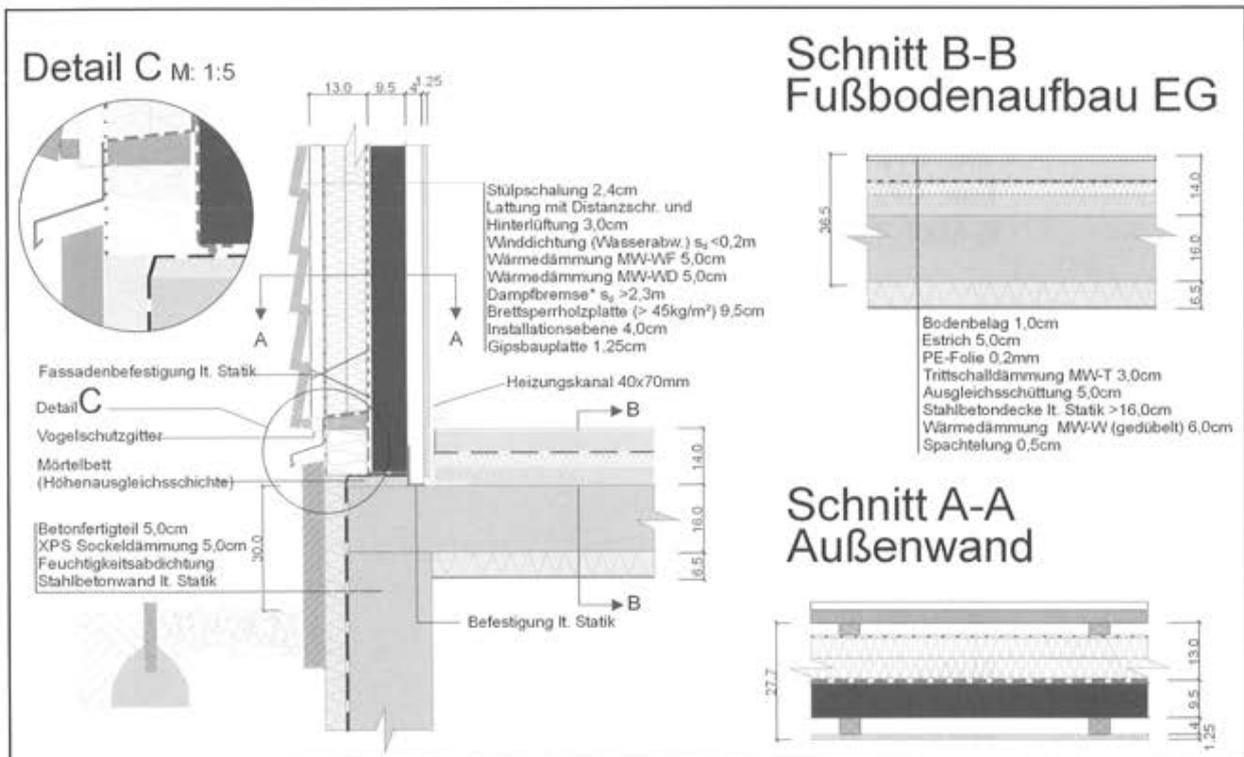


Abb. 4-19: Leitdetail Sockel

Dipl.-Ing. (FH) Klaus Fritzen



Bruderverlag Albert Bruder GmbH & Co. KG
Redaktion „bauen mit holz“
Bismarckstraße 21
76133 Karlsruhe
Tel.: 0721/91388-20
Fax: 0721/91388-99
E-Mail: Red.Holzbau@rudolf-mueller.de

1954	Geboren in Saarlouis/Saarland
1973	Abitur
1973 - 1974	Wehrdienst
1974 - 1976	Zimmererlehre
1976 - 1979	Studium Bauingenieurwesen Fachhochschule Trier
1979 - 1982	Ingenieurbüro Stabel (Industriebau), Bergisch-Glad
1982 - 1988	Referent für Holzbau beim Bund Deutscher Zimmermeister im ZDB, Bonn
1988 - 1991	Freiberuflicher Beratender Ingenieur, St. Augustin
seit 1991	Bruderverlag, Karlsruhe, Verlagsleitung Technik und Chefredaktion der Fachzeitschrift „bauen mit holz“

Kombinatorik – oder weg von geschlossenen Systemgedanken

„Kombinatorik“ ist ein Begriff aus der Mathematik und zwar aus dem Bereich der Wahrscheinlichkeits- bzw. Vorhersagebetrachtungen. Die Kombination von verschiedenen Einflussgrößen unterschiedlicher Eintretenswahrscheinlichkeit ergibt – ganz grob umrissen – ein Vorhersagergebnis mit einer sich aus den einzelnen Eintretenswahrscheinlichkeiten kombinierten Vorhersagezuverlässigkeit des Eintretens.

Wir sind es im praktischen Planen und Bauen gewohnt, so zu handeln, dass das technische und wirtschaftliche Ergebnis der Planung mit großer Zuverlässigkeit in der Realität eintreten wird.

Dieses Handeln ist wesentlich bestimmt durch:

- naturwissenschaftliche und wirtschaftswissenschaftliche Erkenntnisse und daraus abgeleitete Mechanismen,
- die Wahl der Konstruktion aus Erfahrung und Gewohnheit.

Bauen bedient sich heute, ebenso wie früher, „Systemen“ zur Planung und Ausführung, also festgelegten Verfahren. Dies wurde schon immer aus vielerlei Gründen als Grundvoraussetzung für sinnvolles Bauen angesehen.

Die System zeigen, was die Zahl angeht, während der letzten beiden Jahrhunderte eine exponentielle Entwicklung. Im Holzbau konzentriert sich der steile Anstieg erst auf die letzten Jahrzehnte.

Die eine Folge dieser Entwicklung ist zunehmende **Unübersichtlichkeit**, die andere Folge **Beschränktheit**.

Die Beschränktheit der Systeme ergibt sich im wesentlichen meines Erachtens aus der Gewohnheit bzw. Gewohntheit. Diese basiert auf allgemeinem, sogenanntem Wissen, auf Faulheit und Wissenslücken.

Dies führt zur zunehmenden (Selbst-)Einschließung der Systeme, d. h. der Ausbildung „geschlossener Systeme“. Dies hat nachhaltige Folgen am Markt.

Ich will dies am Beispiel des Nagel-Platten-Systems aufzeigen.

Technisch ist das System gut überschaubar und auch gut überschaubar beschränkt. Es ist gut industrialisiert. Aus technischem Profil und Fertigungstechnik ergaben sich gut bis hoch profitable Anwendungsbereiche. Diese waren an Zahl gering, jedoch bezüglich der Absatzmengen sehr groß. Die Folge waren:

- hohe Spezialisierung auf diese Märkte (erste Schließhandlung),
- Überführung dieses „Wissens“ in ein allgemeines „Wissen“ (zweite Schließhandlung),
- Produktentwicklung nur innerhalb der Spezialisierung (dritte Schließhandlung).

Das Ergebnis der System-Schließung ist:

- Allgemeines Wissen, dass Nagelplatten-Konstruktionen gut sind für Dächer à la Aldi-Märkte, Betonschalungs-Lehrgerüste, Film-/Theaterkulissen-Unterkonstruktionen und vielleicht noch Studio-Binder. Das weiß jeder vom Bau.
- Immer „ausgelutschtere“ Standardkonstruktionen – theoretisch immer höher optimiert, praktisch mit Trend zu größerer Liederlichkeit.
- Wirtschaftlich in gnadenlosem Wettbewerb auf den selbst gewählten, geschlossenen Systemfeldern am Rande 100-prozentiger Marktabdeckung.
- Ein „Innenleben“, das hochgradig gefangen und befangen von den selbst gesetzten Schranken ist.
- Ein festgefügtes Image, das nur schwerlichst zu verändern ist.

Soche Einschließungen von Systemen finden maßgeblich in den Köpfen statt. Weitere Beispiele gibt es zu Hauf.

Jeder weiß, wie man eine normale Halle mit BS-Holz-Bindern zu bauen hat: eingespannte Stützen aus Stahl oder Beton, 5 m Binderabstand, Vollwandträger, Koppelpfetten, Verbände mit Stahldiagonalen, fertig.

Jeder weiß, wie man ein 81^{FÜNF}-Haus zu bauen hat, sobald er solches tun will.

Jeder weiß, dass ein Passivhaus nach den Regeln von Faist & Co. zu bauen ist.

Jeder weiß, wann BS-Holz-Vollwandbinder billiger sind.

Jeder weiß, dass man größere Fachwerkbinder aus BS-Holz mit eingeschlitzten Blechen und Stabdübeln baut.

Wir wissen das alles aus Erfahrung, und weil es jeder weiß, und weil wir keine Zeit haben, über anderes nachzudenken, dieses Wissen zu hinterfragen.

Vieles wird uns auch „vorgedacht“: Es ist klar, dass ...-Deckenelemente für Decken sind, wodurch schon das Weiterdenken nachhaltig behindert ist, weil es präsupponiert ist.

Meine Thesen sind:

Die neuen Entwicklungen im Holzbau sind in der Anwendung hochgradig unternutzt. Das Heraustreten aus der Geschlossenheit der Systeme bietet große Marktchancen.

Bei besonderen Aufgabenstellungen wird mit gutem Erfolg danach gehandelt. Es hinkt und hapert bei den normalen Kombinatorik-Möglichkeiten, die zugleich das größere Marktpotenzial bieten.

Hierzu seien einige Ideen vorgestellt (Tabelle auf Seite 309/310) , die mehr als Anregung denn als fertige Rezepte verstanden werden wollen.

Die Darbietung der erläuterten Bebilderung in dem Vortrag würden den Rahmen dieses Tagungsbandes sprengen. Die nicht abgeschlossene Tabelle (keine „Schließhandlung“) stellt nur den ersten Ansatz für die abgeleiteten, konkreten und detaillierten Vorschläge dar. Die Komplexität der Zusammenhänge vom Änderungs-/Erneuerungsansatz über Baustoff/Werkstoff, Konstruktion, Fertigung, Montage und Ausprägungen des Endproduktes wird an Beispielen aufgezeigt. Die Varianten und Variationen sind vielfältig.

Was kann man tun?

Allgemeine Ratschläge scheinen mir hier fehl am Platze, es gibt davon genügend, der grundsätzliche sei erwähnt: „unvoreingenommen denken!“.

Man kann tun:

- Alle Zulassungen durchsehen und daraufhin prüfen und abwägen, ob und wie diese für die eigene Tätigkeit nutzbar gemacht werden können.
- Die „geregelten“ Systemprodukte auf Verwendbarkeit außerhalb ihrer „geschlossenen“ System-Ansätze untersuchen.
- Verdichtung von Ansätzen durch weitere Recherche.
- Die neue DIN 1052 sezieren unter der Fragestellung „Was bringt mir mehr als die alte?“
- Über den Tellerrand schauen und Möglichkeiten von Nutzbarmachungen erschließen.

Und dann die Aufgabenstellung, nämlich den Wunsch des Bauherrn, in den Mittelpunkt stellen und Möglichkeiten zur Erfüllung entwickeln. Standard-Lösungen können die Hinterfragung erleichtern. Die „Gefangenheit“ der Köpfe im eigenen Hause und das dort vorhandene Wissen, „was geht“ und „was nicht geht“ kann hinderlich sein.

Zuletzt noch einige Sätze zum Markt.

Beim „Nichtwohnbau“ ist bei kleinen und mittleren Objekten der Zimmerer vor Ort am nächsten am Kunden. Die Gewohnheiten sehen eine Ausführung in oder mit Holz zumeist nicht vor. Die Struktur der Holzbaubetriebe ist übers Ganze betrachtet zu klein, um alleine, aus eigener Kraft, in kürzester Zeit (die Ausschreibung in „Nichtholz“ läuft oft schon) ein attraktives Angebot zu unterbreiten. Die „Großen“ der Branche, die angebotsfähig wären, kommen nicht in Gelegenheit, weil sie von dem lokalen Kleinklima zu weit weg sind.

Deswegen sind Netzwerke notwendig, die „Kleine“ und „Große“ so untereinander verbinden, dass allen Beteiligten ein Nutzen bleibt, bzw. sich ein solcher bietet. Auch hier heißt es, gewohnte Systeme öffnen und mit Kombinatorik Markt erschließen.

Wenn den etablierten Baugewohnheiten des Wettbewerbs nur 1 % von geschätzten 200 Mrd € Umsatz pro Jahr abgenommen würde, so würde das für den Holzbau eine Steigerung von über 15 % ausmachen. Mit Öffnung der Systeme zur Kombinatorik könnte es gelingen.

Tabelle: Hinterfragung mit System für einen „Standard“-Supermarkt

Standard	Anforderungen	Preis	Alternativen	Vorteile	Preis	Probleme	Problemlösung	Preis
Ziegelmauerwerk verputzt	$k \leq - 0,4 \text{ W/(m}^2\text{K)}$ $\geq F 30\text{-?}$ $q_v \leq 20 \text{ kN/m}$ $q_n \leq 6 \text{ kN/m}$		Holztafelbau	- Wanddicke - k-Wert		- Gebäudeaussteifung	- Windscheiben in Deckenebene	
			Sandwich-Elemente + WDVS					
			Homogen 80 + WDVS					
			Brettspertholz + WDVS					
			Lignotrend + WDVS					
			Holzskelett mit eingespannten Stützen + Holztafeln		- nur einachsige Gebäudeaussteifung über Decke/ Dach		- Gründung	- höhere Kosten Gründung
	Holzskelett als Zweigelenkrahmen + Holztafeln				- biegesteife Rahmenecken	- keine		
Deckenbekleidung GKF, Dampfsperre, UK NH $4 \times 6 \text{ cm}^2$ Mineralfaser 200 mm	$k \leq - 0,25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$ $\geq F 30\text{-B}$ nicht tragend		Metall-Weitspann UK + Einlege-Montage	- geringerer Montageaufwand		- größerer Binderabstand	- anderes Binderkonzept	
			Großformat HW-Platten ohne UK	- keine UK - als Scheibe nutzbar - Arbeitsplattform		- Montage - Plattendicke	- Betonschalungssystem zur Unterstützung	
			Holztafeln $l = 2,50 \text{ m}$	- Vorfertigung - als Scheibe		- größerer Binderabstand - Montage	- anderes Binderkonzept	
			Tecbau-Elemente	- Industrieprodukte - Großformate - als Scheibe nutzbar		- größerer Binderabstand - Montage	- anderes Binderkonzept	
			Lignotrend-Deckenelemente	- Akustik - Optik - als Scheibe nutzbar		- größerer Binderabstand - montage	- anderes Binderkonzept	
			keine Deckenbekleidung	- Kostenersparnis - anderes Ambiente - geringere Ge-		- anderes Gesamtkonzept - tragende Konstruktion sichtbar - Installationen sichtbar	- anderes Binderkonzept - anderes Dachkonzept	

Standard	Anforderungen	Preis	Alternativen	Vorteile	Preis	Probleme	Problemlösung	Preis
Deckenbekleidung + Binder	$k \leq 0,25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$ $\geq F 30\text{-B}$ nicht tragend $q \approx 2 \text{ kN/m}^2$ Eignung für Ziegel-/Blechdeckung Dachneigung $\geq 18^\circ$		mittragende Decke:	- Decke = Untergurt		- Konstruktion - Montage	- neues Gesamt-Konzept	
			BS-Holz-Fladen	- Multifunktionalität				
			Brettsperrholz	- Optik				
			Lignotrend-Deckenelemente	- ggf. Raumakustik				
Napla-Binder $e \approx 1,25 \text{ m}$	$q \approx 2 \text{ kN/m}^2$ Eignung für Ziegel-/Blechdeckung Dachneigung $\geq 18^\circ$		Sichtkonstruktion mit Dach = Decke					
			Unidek-Sandwich-elemente in Fallrichtung	- Multifunktionalität - Oberflächen fertig		- Bindowertik - Sparrenabstand - nicht aussteifend	- Binder in Sichtqualität - Verbände	
			Unidek-Sandwich-elemente II Traufe	- Multifunktionalität - Oberflächen fertig		- Bindowertik - Pfettenabstand - nicht aussteifend	- Binderabstand 2,50 m bis 5,00 m - Sparrenpfetten - Verbände	
			Tekbau-Elemente II Traufe	- Multifunktionalität - Binderabstand bis ca. 3,50 m - Oberfläche streichfähig		- Bindowertik	- Binder in Sichtqualität	
			BS-Holz-Fladen/Brettsperrholz + Dämmsystem	- Dachfläche = Obergurt - Holzoptik		- Binderkonzept	- Binder in Sichtqualität	
			Lignotrend-Deckenelemente	- Dachfläche = Obergurt - Dämmung integriert - Holzoptik - ggf. Akustik		- Binderkonzept	- Binder in	
Dachraum ungenutzt			Dachraum nutzbar	Raumgewinn		vollkommen neues Konzept	- neues Gesamt-Konzept	

