



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 28. und 29. September 2000

Tagungsband 2000

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. 5230
Layout und Produktion: Angelika Schneider
Druck: GREISERDRUCK GmbH & Co. KG, Rastatt

Vorwort

In der Einladung zu der Veranstaltung „Ingenieurholzbau; Karlsruher Tage“ haben wir versucht, das Ziel in Kurzform zu formulieren.

„Ziel der Veranstaltung ist es, mit dieser Premiere ein alljährliches „Tor“ zwischen Holzbau-forschung und Holzbaupraxis zu schaffen. Die Vorträge behandeln Techniken und Berechnungsverfahren, die neuartig aber schon einsetzbar sind. Die Anwendung bei der Tragwerksplanung steht im Vordergrund, die wissenschaftliche Erläuterung im Hintergrund.“

Wir denken, mit den Beiträgen, wie sie in diesem Umdruck vorliegen, ist es uns einigermaßen gelungen, dem selbst gestellten Anspruch gerecht zu werden. Es mangelt ein wenig an noch stärkerer Konkretisierung für den praktizierenden Ingenieur oder Holzbau-konstrukteur. Aber immerhin: Alles ist einerseits für die Praxis direkt verwertbar, andererseits reicht es über den allgemein bekannten Stand der Holzbautechnik hinaus.

Was fällt auf?

- Die Ausnutzung unseres Werkstoffes Holz ist in sehr viel höherem Maße als zur Zeit gebräuchlich und üblich möglich!
- Es ist sehr viel mehr berechenbar, als die allgegenwärtigen Zulassungen vermuten lassen!
Aber nur,
- Wenn wir einen viel besser definierten Werkstoff Holz verfügbar haben.

Faszinierend am Baustoff Holz ist, dass seine Eigenschaften nicht geschaffen, sondern erschaffen werden. Das noch gebräuchliche Material-Verständnis „Holz ist Holz“, sägefallend sozusagen, gibt es seit circa einem Jahrhundert. Zuvor wurde Holz sehr differenziert ausgewählt, behandelt und eingesetzt. Wenn auch nicht mit messbaren 5 %-Fraktil-Werten, so doch mit überliefertem Holz-verstand, der bei Könnern damals gewiss zu ähnlichen Aussagewahrscheinlichkeiten wie die „moderne“ Materialprüfung geführt hat. Es kann die Erfahrung eines Holzkenner nicht zertifiziert werden. Holzkenner gibt es auch nicht mehr viele, und noch weniger mit 5 %-Fraktil-Qualitäten.

Die große Streubreite der Holz-Eigenschaften erzwingt, wenn man das schlechte Holz zum Maßstab wählt, ein großzügiges „Verschenken“ des Mehrwertes besserer Hölzer. Dies geschieht, weil man (wer auch immer das ist) zu träge ist, oder weil die differenzierte Sortierung zu teuer scheint. Ob die differenzierte Holz-sortierung wirklich zu teuer ist, weiß über die Grundgesamtheit der Holzverwendung in Tragwerken hinweg wohl niemand zu sagen. Nicht mehr.

Früher, also vor mehr als hundert Jahren, wusste die „Holzkette“, vom Wald bis zum Bauwerk, mutmaßlich mehr vom Holz als heute. Der Wert von Holz wurde stark differenziert und auch stark differenziert bezahlt.

Heute weiß man – objektiv überprüfbar – über Holz ganz gewiß mehr, aber in der wirtschaftlichen „Holzkette“ stellt sich dies nicht dar.

Warum? Weil das erworbene Wissen nur geringfügigst eingesetzt wird.

Es ist wunderschön, wie die Berechnung komplexer Zusammenhänge, EDV sei Dank, nur mehr gering aufwendig aber gleichwohl zuverlässig ist.

Es wundert, dass die Möglichkeiten nicht ausgeschöpft werden, weil die „charakteristischen Werte“ fehlen.

„Forschung für die Praxis“, der Tenor dieser ersten „Karlsruher Tage“?

„Holz ist mehr wert – wenn man es sortiert!“
und
„Holz ist noch mehr wert – wenn man es vergütet verbindet“
und
„Mit dem so gewonnenen Mehrwert ist noch mehr Wert erreichbar!“

Forschung und Praxis? Ein Gegensatz?
Forschung für die Praxis. Ein Auftrag.
Forschung mit der Praxis. Eine Aufgabe.

Hans Joachim Blaß
Klaus Fritzen

Tagungsprogramm

Donnerstag, 28. September 2000

- 14.15 Eröffnung und Begrüßung
- 14.30 Queranschlüsse, Ausklinkungen, Durchbrüche und Verstärkungen – Bemessung nach E DIN 1052
Prof. Dr.-Ing. Günter Steck, München
- 15.15 Verstärkte Lochleibungsverbindungen – an der Schwelle zu wirtschaftlichem Einsatz
Dr.-Ing. Hartmut Werner, Karlsruhe
- 15.45 Kaffeepause
- 16.15 Eingeleimte Gewindestangen – Bemessung nach E DIN 1052 und neuere Forschungsergebnisse
Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe
- 17.00 Berechnung von Wand- und Deckentafeln unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit infolge Rollschubbeanspruchungen
Dr.-Ing. Rainer Görlacher, Karlsruhe
- 17.30 Ende Vortragsveranstaltung 1. Tag

- 19.30 Festveranstaltung anlässlich der Vollendung des 70. Lebensjahres von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Ehlbeck
Hotel Renaissance, Karlsruhe, Mendelssohnplatz

Freitag, 29. September 2000

- 09.00 Verbundbauteile aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen
Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, München
- 09.45 Verbindungen mit Nägeln und Schrauben – Bemessung nach E DIN 1052 und neuere Entwicklungen
Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe
- 10.30 Kaffeepause
- 11.00 Wirklichkeitsnahe Abbildung von komplexen Tragwerken in Rechenmodellen am Beispiel Holztreppen
Prof. Dr.-Ing. Achim Irle, Wiesbaden
- 12.15 Holz – ein bei weitem nicht ausgenutzter Werkstoff. Welche Möglichkeit bietet EDIN 1052?
Prof. Dr.-Ing. Peter Glos, München

- 13.00 Schlussworte

1	Verstärkte Lochleibungsverbindungen – an der Schwelle zu wirtschaftlichem Einsatz; Dr.-Ing. Hartmut Werner, Karlsruhe	
1.1	Einleitung	7
1.2	Erörterung der Möglichkeiten zur Leistungssteigerung von Anschlüssen	7
1.3	Leistungsfähige Anschlüsse	9
1.4	Zusammenfassung	17
1.5	Literatur	17
2	Eingeleimte Gewindestangen – Bemessung nach E Din 1052 und neuere Forschungsergebnisse; Prof. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe	
2.1	Einleitung	19
2.2	Bemessung von Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben nach E DIN 1052	19
2.3	Versuche mit eingeklebten Stahlstäben als Verstärkung von Satteldachträgern	26
3	Berechnung von Wand- und Deckentafeln unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit infolge Rollschubbeanspruchungen; Dr. Rainer Görlacher, Karlsruhe	
3.1	Einleitung	32
3.2	Querschnittstypen	32
3.3	Berechnungsmodell	33
3.4	Versuche	37
3.5	Auswertung und Versuche	39
3.6	Zusammenfassung	41
3.7	Literatur	41
4	Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen; Prof. H. Kreuzinger, München	
4.1	Einleitung	43
4.2	Tragwirkung	44
4.3	Berechnungsmöglichkeiten	45
4.4	Steifigkeitswerte und Schubübertragung	49
4.5	Beispiel	53
4.6	Literatur	55
5	Verbindungen mit Nägeln und Schrauben Bemessung nach E DIN 1052 und neuere Entwicklungen; Prof. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe	
5.1	Einleitung	57
5.2	Bemessung von Nagelverbindungen nach E DIN 1052	57
5.3	Bemessung von Schraubenverbindungen nach E DIN 1052	60
5.4	Neuere Entwicklungen mit selbstbohrenden Holzschrauben	61
6	Wirklichkeitsnahe Abbildung von komplexen Tragwerken in Rechenmodellen am Beispiel Holztreppe; Prof. Achim Irlé, Wiesbaden	
6.1	Einleitung	67
6.2	Übersicht über die Entwicklung im Treppenbau	67
6.3	Prinzip der geländertragenden Treppe	71
6.4	Materialprüfungen zur geländertragenden Treppe	72
6.5	Die statische Berechnung	76
6.6	Zusammenfassung	78
6.7	Schrifttum	79
7	Holz – ein bei weitem nicht ausgenutzter Werkstoff. Welche Möglichkeiten bietet die D DIN 1052 ?; Prof. Peter Glos, München	
7.1	Einleitung	81
7.2	Heutiger Stand: E DIN 1052	82
7.3	Weitere Entwicklungen: Neubearbeitung E DIN 4074	84
7.4	Schlußfolgerungen	86
8	Queranschlüsse, Ausklinkungen, Durchbrüche und Verstärkungen Bemessung nach E DIN 1052; Prof. Günter Steck, München	
8.1	Vorbemerkung	97
8.2	Queranschlüsse (E DIN 1052, 9.1)	97
8.3	Ausklinkungen (E DIN 1052, 9.2)	98
8.4	Durchbrüche (E DIN 1052, 9.3)	99
8.5	Verstärkungen (E DIN 1052, 9.4)	99
8.6	Anhang „Querzugverstärkungen“ aus bauen mit holz 3, 4 + 5/99	104

Dr.-Ing. Hartmut Werner

Büroanschrift: Ingenieurbüro Holzbau im Bruderverlag,
Bismarckstraße 21, 76133 Karlsruhe,
Tel. 0721/91388-70, Fax 0721/91388-98



- | | |
|-------------|---|
| 1957 | Geboren in Karlsruhe |
| 1975 – 1978 | Ausbildung zum Zimmerer |
| 1977 – 1984 | Studium Bauingenieurwesen, Universität Karlsruhe |
| 1985 – 1986 | Leiter des Statik- und Konstruktionsbüros einer Holzleimbaufirma |
| 1986 – 1996 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen und an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe |
| 1993 | Promotion zum Thema: „Tragfähigkeit von Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln“ |
| 1995 | Verleihung des Josef-Umdasch-Preises an der Universität für Bodenkultur in Wien für hervorragende Leistungen auf dem Gebiet der Holz- und Forstwissenschaften |
| 1996 | Eintragung in die Liste der Planverfasser der Fachrichtung Bauingenieurwesen;
Mitglied der Ingenieurkammer Baden-Württemberg |
| seit 1996 | Leiter des Ingenieurbüros Holzbau im Bruderverlag, Karlsruhe |
| 1999 | Öffentliche Bestellung und Vereidigung als Sachverständiger für Holzbau und Holzbauschäden von der IHK Karlsruhe |

Verstärkte Lochleibungsverbindungen – an der Schwelle zum wirtschaftlichen Einsatz

Dr.-Ing. Hartmut Werner

1 Einleitung

Mechanische Holzverbindungen sind seit Jahrzehnten Gegenstand umfangreicher Forschungen, da die Tragfähigkeit des Anschlußbereiches bezüglich des Tragverhaltens der gesamten Holzkonstruktion meist die Schwachstelle darstellt. Auf diesem Gebiet gibt es ständig neue Entwicklungen und damit auch neue Möglichkeiten für den Holzbau.

Durch lokale Verstärkungen, insbesondere durch Aufleimen von Holzwerkstoffplatten, wie z.B. Baufurniersperrholz aus Buche oder das Einpressen von Nagelplatten auf die Hölzer einer Verbindung, können die natürlichen Schwächen des Baustoffes Holz ausgeglichen werden.

Die Ergebnisse orientierender Vorversuche von BLAß und WERNER 1988 mit aufgeleimtem Bau-Furniersperrholz aus Buche im Bereich der Scherflächen von Nadelholzverbindungen ergaben, daß einerseits durch das Aufleimen die Spaltgefahr des Nadelholzes erheblich reduziert wird und andererseits sich die höhere Lochleibungsfestigkeit des Bau-Furniersperrholzes aus Buche in den am höchsten beanspruchten Bereichen des Anschlusses tragfähigkeitssteigernd auswirkt.

Für Verbindungen mit verstärkten Anschlußbereichen werden handhabbare Nachweisverfahren benötigt, um der Verwendung des Baustoffes Holz neue Impulse zu geben.

In diesem Beitrag sollen Möglichkeiten zur Leistungssteigerung von Anschlüssen erörtert und neue Entwicklungen in der Verbindungstechnik vorgestellt werden.

2 Erörterung der Möglichkeiten zur Leistungssteigerung von Anschlüssen

Für die Wirtschaftlichkeit und somit für die Leistungsfähigkeit eines Tragwerkes hat die konstruktive Ausbildung der Verbindungen und der damit verbundene Arbeitsaufwand eine ausschlaggebende Bedeutung. Leistungsfähige Verbindungstechniken bedingen eine eingehende Kenntnis des Trag- und Verformungsverhaltens des Holzes und der Holzwerkstoffe im Verbindungsmittelbereich. Weiterhin sind Kenntnisse über den Biege- und Torsionswiderstand und die Duktilität des Verbindungsmittels erforderlich. Auf Grund von theoretischen Überlegungen ergeben sich folgende Möglichkeiten zur Leistungssteigerung von Anschlüssen.

- *Verwendung von stiftförmigen Verbindungsmitteln aus hochfestem, duktilem Stahl*

Durch die Verwendung von Verbindungsmitteln aus hochfestem, duktilem Stahl kann bei gleichbleibendem Biege­widerstand der Durchmesser des Verbindungsmittels reduziert werden. Dadurch können eine höhere Lochleibungs­festigkeit für das Holz angesetzt, die Spalt­gefahr des Holzes herab­gesetzt und geringere Verbindungsmittel­abstände vorgesehen werden.

- *Berücksichtigung der mechanischen Verankerung von Verbindungsmitteln mit einer profilierten Schaftoberfläche im Holz*

Durch den Ein­hängeeffekt bei Verbindungsmitteln mit einer profilierten Schaftoberfläche sind Tragreserven vorhanden, die durch planmäßige Berücksichtigung die Leistungsfähigkeit der Verbindung steigern können.

- *Berücksichtigung der günstigeren Lagerungsbedingungen des Verbindungsmittels bei Stahlblechen in vorgefertigten Holzschlitzen*

Infolge der günstigeren Lagerungsbedingungen (Durchlaufwirkung) bei Verbindungen mit innenliegenden Stahlblechen werden die Lochleibungsspannungen besser im Holz verteilt, so daß größere Tragfähigkeiten zu erwarten sind.

- *Absperren des Anschlußbereiches durch aufgeleimte Holzwerkstoffplatten oder durch Nagelplatten*

Durch das Aufkleben von Holzwerkstoffplatten auf die Hölzer einer Verbindung wird das Aufspalten des Holzes verhindert und das Verdrängen des Holzes behindert. Dadurch ergeben sich auch Möglichkeiten, die Verbindungsmittelabstände zu reduzieren. Für Verstärkungsmaßnahmen von Verbindungen eignen sich in erster Linie solche Holzwerkstoffe, deren Lochleibungs­festigkeit wesentlich höher ist als die des verstärkenden Holzes. Dazu gehören vor allem Bau-Furniersperrholz aus Buche (BFU - BU), Kunstharzpreßholz (KPH) und Preßfurniersperrholz (PFU). Eine Alternative, die ohne Kleben auskommt, sind modifizierte Nagelplatten, die im mittleren Bereich nicht gestanzt sind.

- *Rationelle Herstellungsverfahren von Verbindungen*

Durch die Entwicklung von rationellen Herstellungsverfahren lassen sich die Produktionskosten senken. Das Vorbohren der Stahlbleche und das paßgenaue Einbringen der Verbindungsmittel sind sehr arbeitsintensiv. Es werden zur Zeit Stabdübel mit einer Bohrspitze entwickelt, mit denen man Holz und Stahlbleche durchdringen kann. Weiterhin können andere Bohrverfahren oder spezielle Bohrer eingesetzt werden, um Holz und Stahl gleichzeitig zu durchbohren.

Basierend auf diesen Überlegungen können leistungsfähige Anschlüsse entwickelt werden. Nähere Informationen und Details sind in EHLBECK, WERNER 1994 angegeben.

3 Leistungsfähige Anschlüsse

3.1 Buche-Furniersperrholz verstärkte Holz-Holz-Verbindung mit Stabdübeln

Bei Holz-Holz-Verbindungen können nicht so viele Möglichkeiten zur Leistungssteigerung ausgeschöpft werden. Zur Bestimmung der Traglasten von Buche-Furniersperrholz verstärkten Holz-Holz-Verbindungen mit Stabdübeln wurden Zugscherversuche durchgeführt. Dabei wurden der Verbindungsmitteltyp und -durchmesser, die Schlankheit sowie die Dicke der Verstärkung variiert.

Bei der Herstellung der Versuchskörper (**Bild 1**) wurde ausschließlich Brettschichtholz aus Nadelholz verwendet, wobei die Verbindungsmittel immer in eine Brettlamelle eingebracht wurden. Zur Verstärkung wurde Bau-Furniersperrholz aus Buche mit Resorcinharzleim auf die Seiten- und Mittelhölzer aufgeklebt.

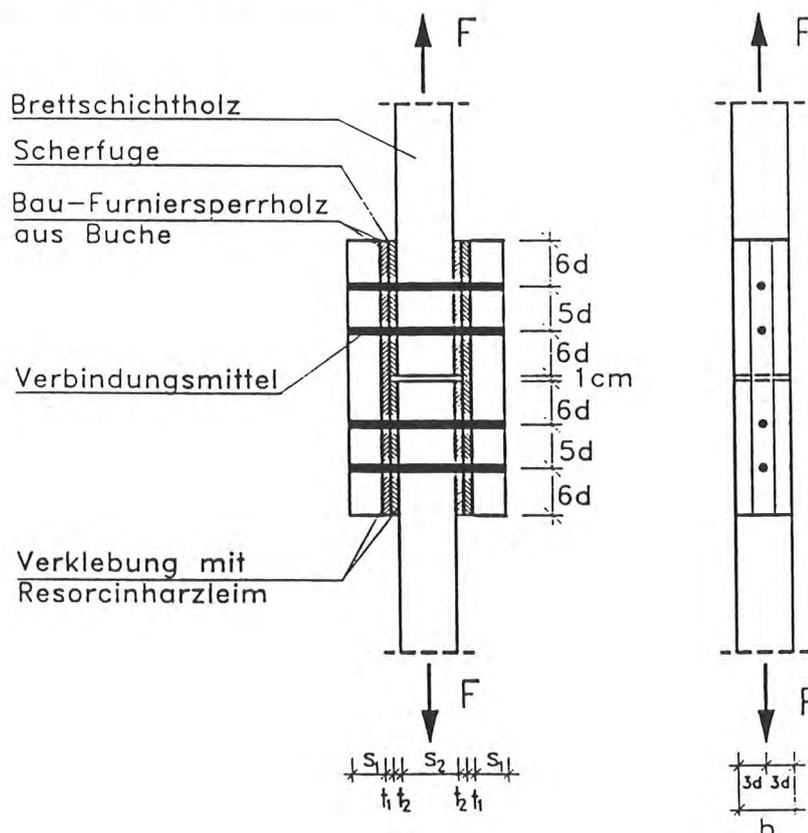


Bild 1 Zugscherversuchskörper

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von mit Bau-Furniersperrholz aus Buche verstärkten Stabdübelverbindungen wurden die Einflußgrößen der in Abb. 3 dargestellten Verbindung simuliert und die Traglasten mit Hilfe eines am Lehrstuhl entwickelten Rechenmodells (WERNER 1993) berechnet und mit den Versuchslasten verglichen. Es zeigte sich eine gute Übereinstimmung der Rechen- und Versuchsergebnisse.

Im **Bild 2** sind exemplarisch die rechnerischen Traglasten in Abhängigkeit von der Schlankheit dargestellt, die für eine Verbindung mit Fichtenholz und Stabdübeln Durchmesser 16 mm aus blankem Rundstahl St 37 K berechnet wurden. Als Verstärkungswerkstoff wurde

Bau-Furniersperrholz aus Buche mit der Dicke $t = 6$ mm verwendet. Das Verhältnis Seitenholzdicke zu Mittelholzdicke betrug in diesem Fall 0,75. In dieses Diagramm wurden auch die Tragfähigkeiten, die nach dem hier angegebenen Bemessungsvorschlag berechnet wurden, eingezeichnet.

$$R_d = \min \begin{cases} (f_{h,1,d} \cdot s_1 + f_{h,t,d} \cdot t) \cdot d \\ (0,5 \cdot f_{h,2,d} \cdot s_2 + f_{h,t,d} \cdot t) \cdot d \\ k_{sys} \cdot \frac{\beta \cdot f_{h,1,d} \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{(s_1 + 4t)^2 + \frac{2 + \beta}{\beta} \left(s_1^2 - 4\eta t^2 + \frac{4M_{y,d}}{d \cdot f_{s1}} \right)} - (s_1 + 4t) \right] + f_{h,t,d} \cdot t \cdot d \\ k_{sys} \cdot \frac{2 \cdot \beta \cdot f_{h,1,d} \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{t^2 - \frac{1 + \beta}{2\beta} \left(\eta t^2 - \frac{2M_{y,d}}{d \cdot f_{s1}} \right)} - t \right] + f_{h,t,d} \cdot t \cdot d \end{cases}$$

s_1 und s_2	Dicke der Hölzer oder Eindringtiefe
t	Dicke der aufgeklebten Holzwerkstoffplatten
$f_{h,1}$ und $f_{h,2}$	Lochleibungsfestigkeiten der Hölzer in s_1 bzw. s_2
$f_{h,t}$	Lochleibungsfestigkeit der aufgeleimten Holzwerkstoffplatten
M_y	Fließmomentes des Verbindungsmittels
d	Durchmesser des Verbindungsmittels
k_{sys}	Systemfaktor
β	Verhältnis $\frac{f_{h,2,d}}{f_{h,1,d}}$
η	Verhältnis $\frac{f_{h,t,d}}{f_{h,1,d}}$

Diese Gleichungen wurden unter der Bedingung hergeleitet, daß die Dicke und die Lochleibungsfestigkeit des Verstärkungswerkstoffes überall gleich groß sind.

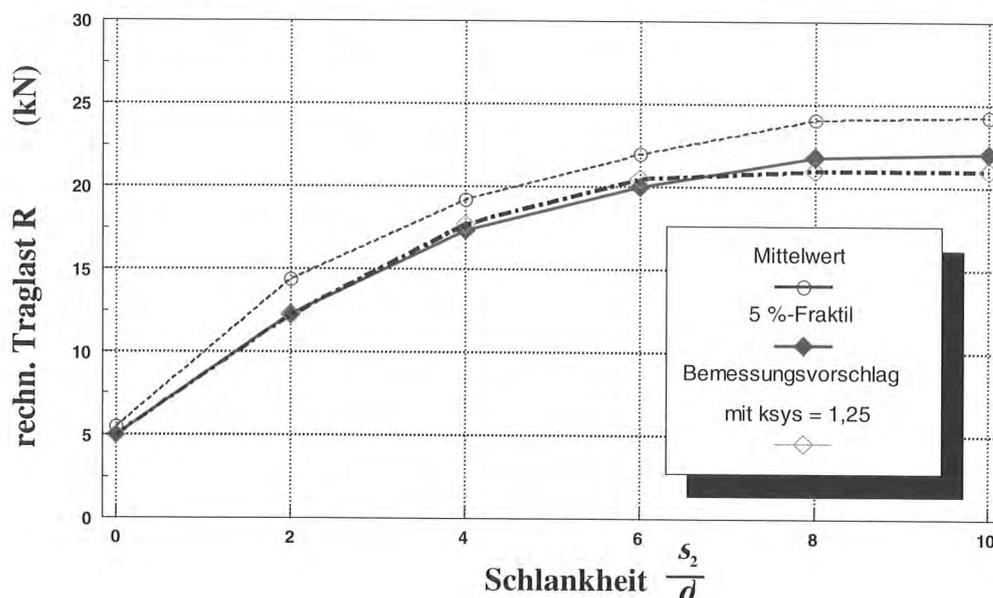


Bild 2 Traglast pro Scherfläche eines Stabdübels in Abhängigkeit von der Schlankheit

Ein Systemfaktor k_{sys} von 1,25 würde die 5%-Fraktilwerte der Traglasten, die mit den simulierten Daten berechnet wurden, am besten anpassen. Darin ist auch die geringe Streubreite der Traglasten enthalten.

Die Versuche und Anwendungsbeispiele haben gezeigt, daß die Tragfähigkeit der Verbindung überproportional zunimmt, wenn an den Scherflächen hochwertige Holzwerkstoffplatten angeordnet werden. Durch den Vergütungseffekt wird auch die Streubreite der Tragfähigkeit wesentlich reduziert. Die Verstärkung der Anschlußbereiche kann daher zu einer beträchtlichen Holzersparnis führen, die den Aufwand, der durch das Aufleimen der Holzwerkstoffplatten bedingt ist, mehr als ausgleicht.

3.2 Stahlblech-Holz-Stabdübelverbindung mit Brettschichtholz aus Nadelholz- und Buchefurniersperrholzlamellen

Zur Überprüfung der Wirksamkeit der Verstärkung wurden auch Versuche mit Stahlblech-Holz-Verbindungen durchgeführt. In **Bild 3** ist der Versuchskörper dargestellt. Die Löcher für die glattschaftigen Stabdübel wurden mit einem Merk-Kombi-Bohrer* Durchmesser 12 mm vorgebohrt. Durch die spezielle Bohrer-Geometrie kann damit Holz und Stahl in einem Arbeitsgang kostengünstig und paßgenau gebohrt werden. Die Stabdübel wurden aus Vergütungsstahl C 45 K gefertigt. Als Verstärkung wurde in der Mitte des Brettschichtholzquerschnitts eine 22 mm dicke Buche-Furniersperrholzlamelle mit Resorcinharzleim eingeleimt. Die Schlitze für die Stahlbleche aus St 37-2 wurden mittig in diese Lamelle gefräst.

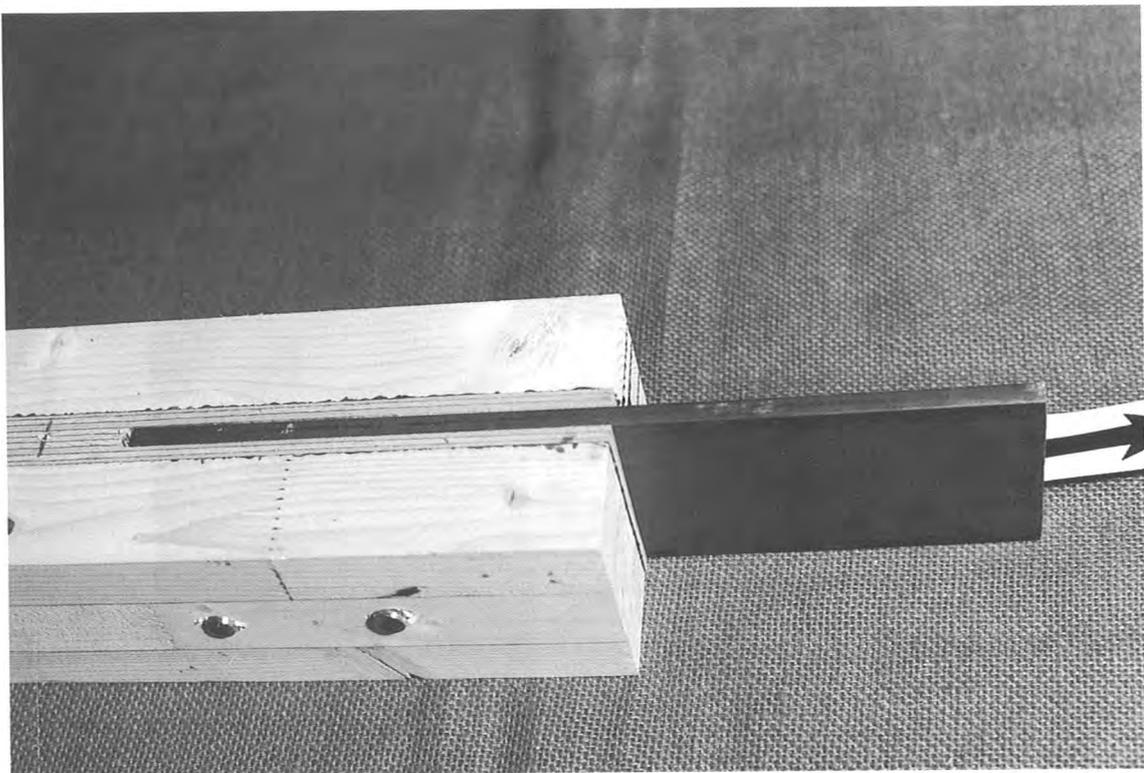


Bild 3 Versuchskörper der Stahlblech-Holz-Verbindung

* Produktbezeichnung des Herstellers Merk-Holzbau, Aichach

Bei diesen Versuchskörpern wurde im Mittel eine Traglast von 33,6 kN pro Verbindungsmittel gemessen. Auch diese Versuche konnten mit Hilfe des Rechenmodell nachgerechnet werden.

3.3 Preßfurniersperrholz verstärkte Holz-Holz-Verbindung mit Paßbolzen

Um zu zeigen, welches Potential in diesen mit Holzwerkstoffplatten verstärkten Verbindungen steckt, wurden mit Preßfurniersperrholz verstärkte Holz-Holz-Verbindungen mit Paßbolzen der Güte 8.8 nach DIN ISO 898 Teil 1 getestet. Neben den hochfesten Materialeigenschaften des Preßfurniersperrholzes und des Paßbolzens wirken hier zusätzliche Seilkräfte infolge der Endverankerung des Verbindungsmittels durch Kopf und Mutter, die das Einziehen des verbogenen Bolzens im Traglastzustand behindert.

Es wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt, wobei der Abstand des Verbindungsmittels vom Hirnholzende variiert wurde.

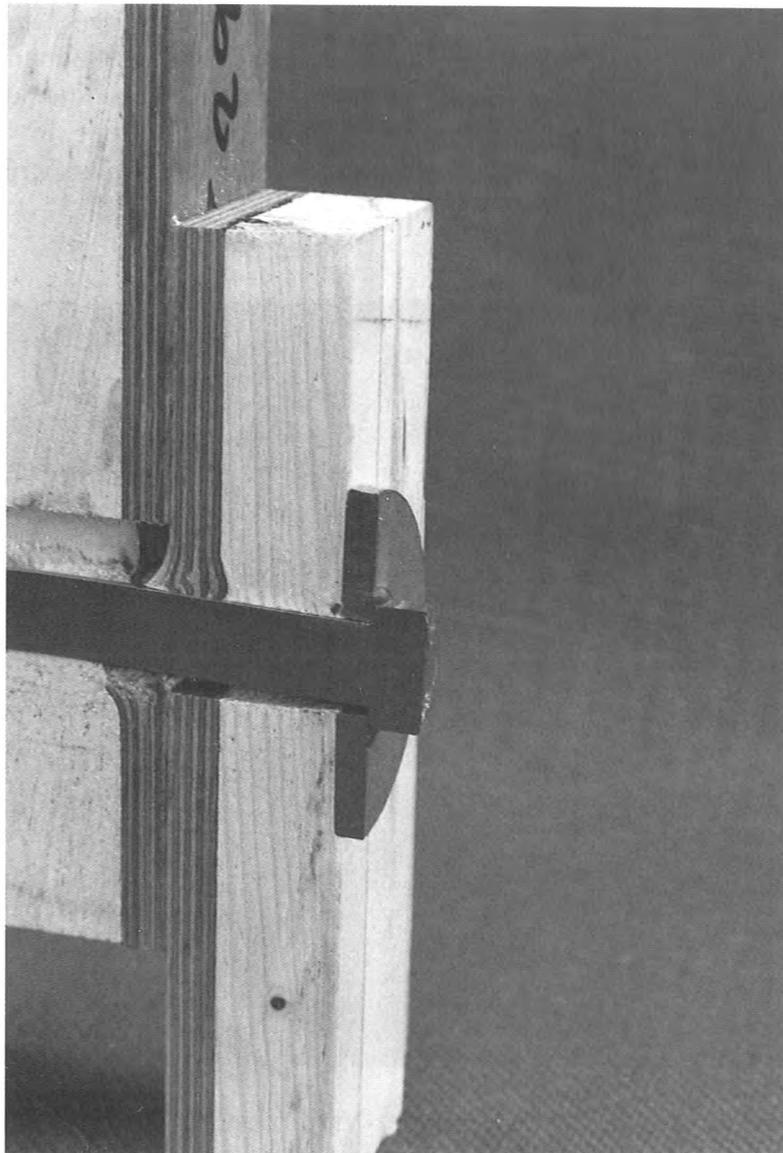
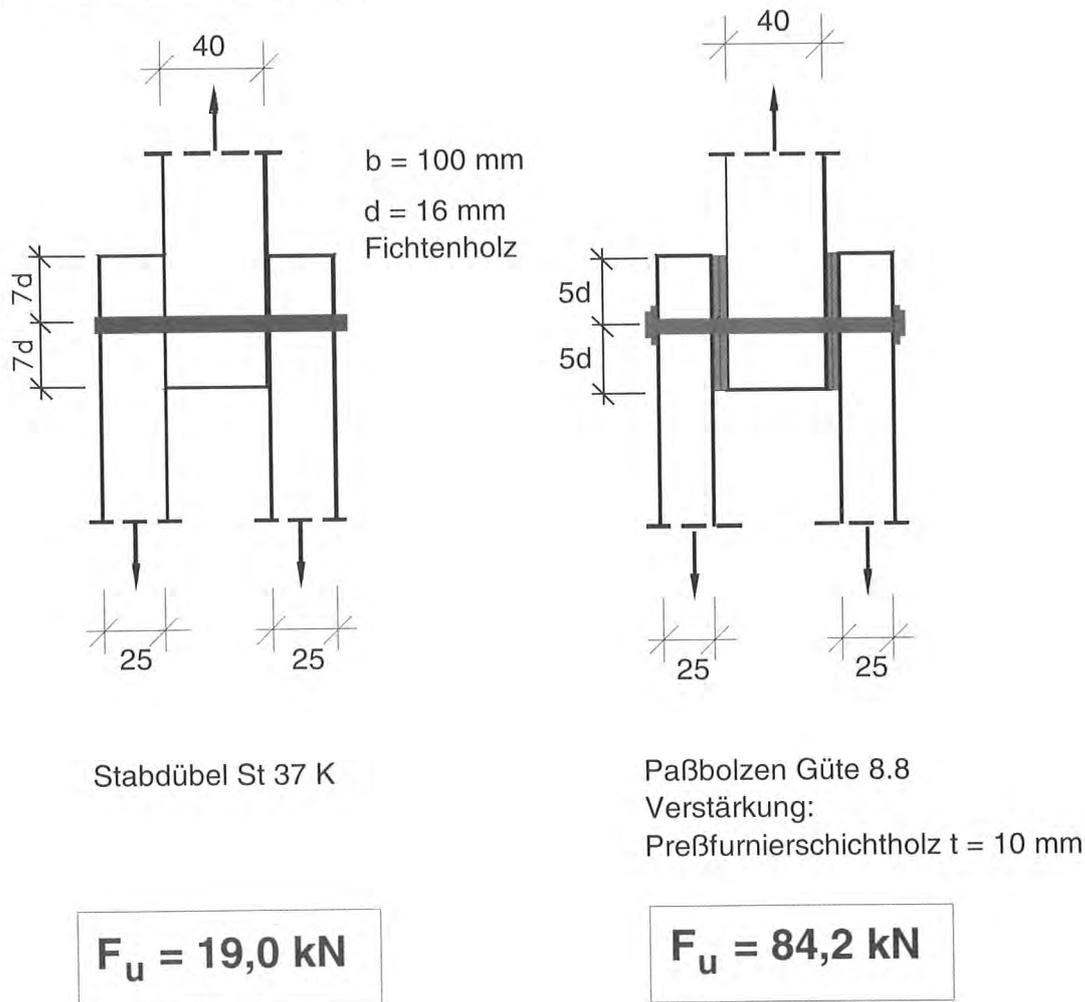


Bild 4 Geprüfter Zugscherversuchskörper

Bei der Herstellung der Versuchskörper (**Bild 4**) wurde ausschließlich Brettschichtholz aus Nadelholz verwendet. Zur Verstärkung wurde Preßfurniersperrholz aus Buche mit Resorcinarzleim auf die Seiten- und Mittelhölzer aufgeklebt. Pro Anschluß wurde ein Verbindungsmittel angeordnet. Die Löcher für die Paßbolzen wurden mit dem Nenndurchmesser gebohrt. Die Bolzen wurden mit einem Drehmoment von 110-150 Nm angezogen.

Welche Möglichkeiten diese Weiterentwicklung der Verbindungsmitteltechnik im Holzbau bietet, zeigt folgender Vergleich.



Verbindet man zwei Fichtenbretter der Dicke 25 mm mit einer 40 mm dicken Bohle durch einen Stabdübel mit $d = 16 \text{ mm}$, so ist eine mittlere Bruchlast von 19 kN zu erwarten. Klebt man 10 mm dickes Preßfurniersperrholz im Bereich der Scherflächen auf die Hölzer und benutzt anstatt eines gewöhnlichen Stabdübels einen handelsüblichen Paßbolzen der Güte 8.8, so wurde eine mittlere Bruchlast von 84,2 kN bei einem Abstand vom Hirnholzende von 5d gemessen. D.h. durch diese beschriebenen Maßnahmen wurde die Tragfähigkeit bei einer 30% kleineren Anschlußfläche auf das fast 4,5-fache gesteigert.

3.4 Nagelplatten verstärkte Verbindung mit Stabdübeln

Nagelplatten, die im mittleren Bereich nicht gestanzt sind, bieten die gleichen Vorteile wie aufgeklebte Verstärkungen. Nachdem die Platten eingepreßt sind, können die verstärkten Hölzer sofort weiterverarbeitet werden. Die Verstärkung selbst ist relativ dünn und man benötigt keinen Kleber.

Es wurden sowohl Versuche mit verstärkten und mit nicht verstärkten Verbindungen durchgeführt, um die entwickelten Bemessungsgleichungen (siehe BLASS ET AL. 2000) zu überprüfen. Zur Verstärkung wurden MiTek M14-Nagelplatten mit einer Dicke von 2 mm und einer Nagellänge von 20 mm verwendet. **Tabelle 1** gibt einen Überblick über die an der Universität Karlsruhe durchgeführten Zugscherversuche.

Tabelle 1 Versuche mit Nagelplatten verstärkten Verbindungen

Reihe/ Anzahl	Laschen			Mittelholz			Nagelplatten Orientierung	Stabdübel- durchmesser
	Material	Dicke	Winkel	Material	Thickness	Winkel		
1a/5	Stahl	$s_1 = 20$ mm	-	FSH	$s_2 = 45$ mm	0°	0°	16 mm
1b/5	Stahl	$s_1 = 20$ mm	-	FSH	$s_2 = 45$ mm	0°	90°	16 mm
1c/10	Stahl	$s_1 = 20$ mm	-	FSH	$s_2 = 45$ mm	0°	nicht verst.	16 mm
2a/5	Stahl	$s_1 = 20$ mm	-	Fichte	$s_2 = 45$ mm	0°	0°	16 mm
2b/5	Stahl	$s_1 = 20$ mm	-	Fichte	$s_2 = 45$ mm	0°	90°	16 mm
2c/10	Stahl	$s_1 = 20$ mm	-	Fichte	$s_2 = 45$ mm	0°	nicht verst.	16 mm
3/10	FSH	$s_1 = 75$ mm	90°	Stahl	$s_2 = 15$ mm	-	90°	24 mm
4a/10	Stahl	$s_1 = 30$ mm	-	Fichte	$s_2 = 80$ mm	0°	0°	12 mm
4c/10	Stahl	$s_1 = 30$ mm	-	Fichte	$s_2 = 80$ mm	0°	nicht verst.	12 mm
5a/5	Fichte	$s_1 = 40$ mm	0°	Fichte	$s_2 = 80$ mm	0°	0°	12 mm
5b/5	Fichte	$s_1 = 40$ mm	0°	Fichte	$s_2 = 80$ mm	0°	90°	12 mm

In den Bereichen, in denen Stabdübel eingebracht werden, sollten keine Nägel ausgestanzt sein, weil dadurch die Lochleibungsfestigkeit des Stahlblechs größer ist (siehe **Bild 5**). Die Nagelplatten werden auf beiden Seiten der Mittelhölzer eingepreßt, und danach die Löcher für die Stabdübel durch das Holz und durch die Stahlbleche gebohrt. Die Firma SFS entwickelt zur Zeit einen Stabdübel mit einer Bohrspitze mit dem man Holz und Stahlbleche durchbohren kann.

Die verstärkten Verbindungen zeigten ein sehr duktileres Tragverhalten, die Stahlbleche wurden durch die Lochleibungsbeanspruchung plastisch verformt (**Bild 6 und 7**). Nachdem die Versuche mit den Verstärkungen abgeschlossen waren, wurden die nicht verstärkten Teile abgeschnitten und daraus nicht verstärkte Verbindungen hergestellt und geprüft. **Bild 8** zeigen Lastverformungsdiagramme mit den selben Mittelhölzern einer verstärkten (Reihe 1a) als auch mit einer nicht verstärkten Verbindung (Reihe 1c).

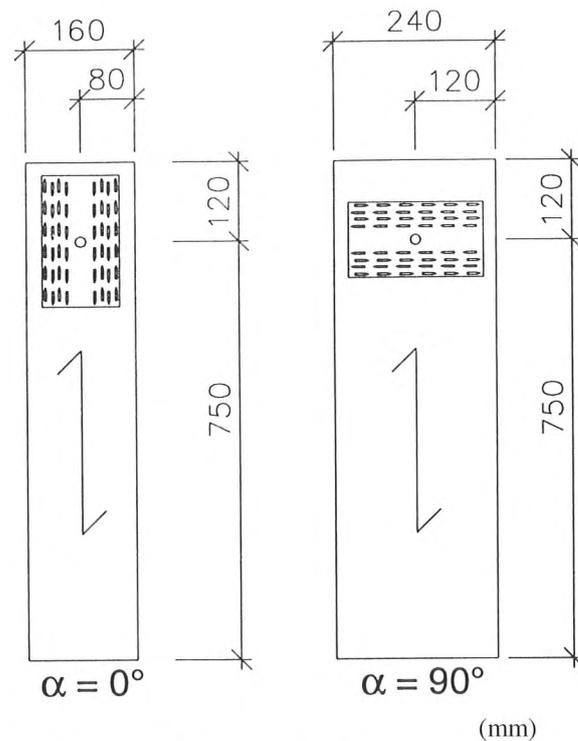


Bild 5 Nagelplattenverstärkte Mittelhölzer für die Versuchsreihe 1a und 2a (links) sowie 1b und 2b (rechts)

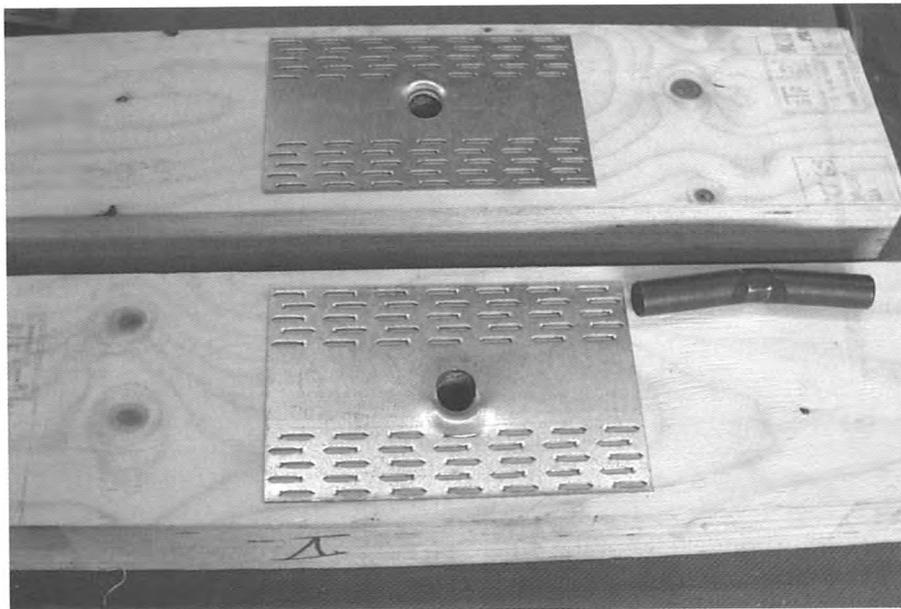


Bild 6 Geöffneter Versuchskörper der Reihe 3 nach dem Versuch

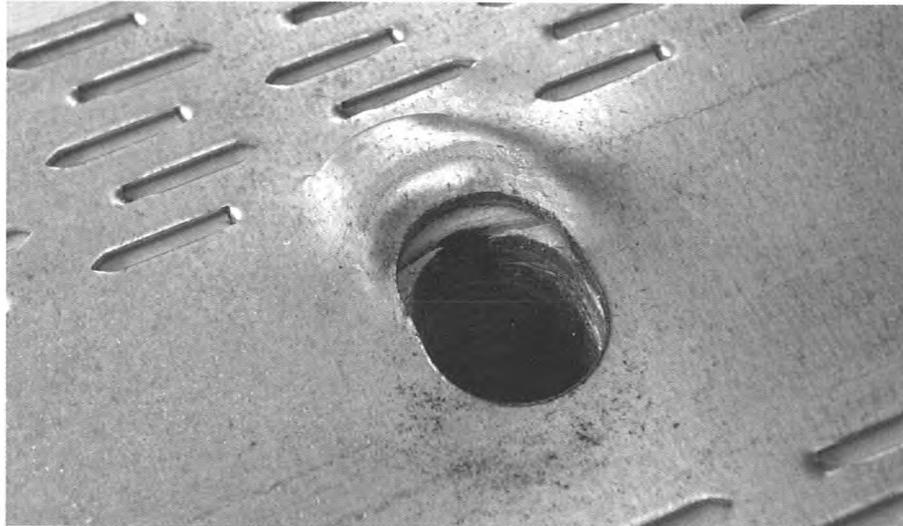


Bild 7 Lochleibungsverformungen des Stahlblechs

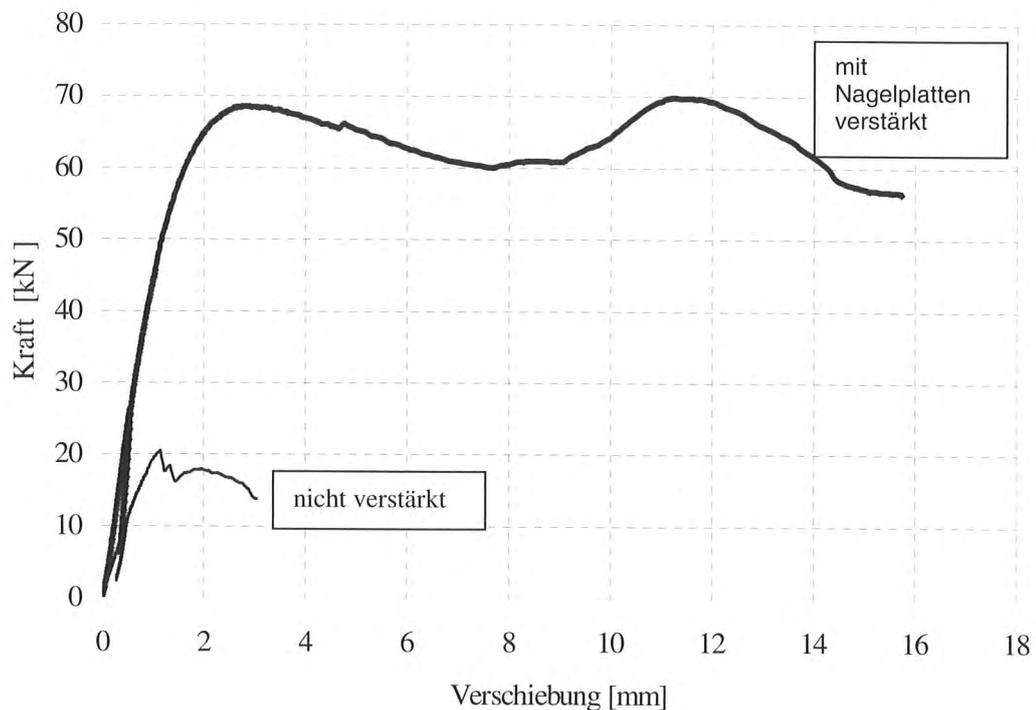


Bild 8 Lastverformungsdiagramme einer verstärkten und einer nicht verstärkten Verbindung

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit den rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten basierend auf der erweiterten Johansen-Theorie ergab eine sehr gute Übereinstimmung. Die Tragfähigkeit einer verstärkten Verbindung ist ca. 2,5 mal größer als bei einer nicht verstärkten Verbindung.

4 Zusammenfassung

Die Möglichkeiten zur Leistungssteigerung von Anschlüssen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln wurden erörtert und neue Entwicklungen in der Verbindungstechnik wurden vorgestellt.

Es wurden folgende leistungsfähige Anschlüsse untersucht:

- Durch Buche-Furniersperrholz verstärkte Holz-Holz-Verbindung mit Stabdübeln
- Stahlblech-Holz-Stabdübelverbindung mit Brettschichtholz aus Nadelholz- und Buche-Furniersperrholzlamellen
- Durch Preßfurniersperrholz verstärkte Holz-Holz-Verbindung mit Paßbolzen
- Durch Nagelplatten verstärkte Verbindungen mit Stabdübeln

Die begrenzte Tragfähigkeit der bisher üblichen Anschlüsse erfordert z.B. bei Holz-Fachwerkstrukturen häufig eine Überdimensionierung der Fachwerkstäbe. Die Versuche haben gezeigt, daß die Tragfähigkeit der Verbindung überproportional zunimmt, wenn an den Scherflächen hochwertige Holzwerkstoffplatten oder Nagelplatten angeordnet werden. Durch den Vergütungseffekt wird auch die Streubreite der Tragfähigkeit wesentlich reduziert. Die Verstärkung der Anschlußbereiche kann daher zu einer beträchtlichen Holzersparnis führen, die den Aufwand, der durch das Aufkleben der Holzwerkstoffplatten bzw. oder durch das Einpressen der Nagelplatten bedingt ist, mehr als ausgleicht.

Zur Bemessung von Verbindungen mit verstärkten Anschlußbereichen können handhabbare Gleichungen angegeben werden. Durch die rechnerische Berücksichtigung eröffnen sich Möglichkeiten, filigrane und architektonisch ansprechende Holzkonstruktionen herzustellen.

5 Literatur

BLAß, H.J.; WERNER, H. 1988 : Stabdübelverbindungen mit verstärkten Anschlußbereichen. In: bauen mit holz 90(1988), S. 601-607

BLAß, H.J.; SCHMID, M.; LITZE, H.; WAGNER, B. 2000 : Nail plate reinforced joints with dowel-type fasteners. World Conference on Timber Engineering 2000, Whistler Resort, Canada

EHLBECK, J.; WERNER, H. 1994: Möglichkeiten zur Leistungssteigerung von Anschlüssen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln. Karlsruhe: Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe (TH).-Forschungsbericht

WERNER, H. 1993 : Tragfähigkeit von Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen. Karlsruhe: Universität Karlsruhe. - Dissertation

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 |

Eingeleimte Gewindestangen

Bemessung nach E DIN 1052 und neuere Forschungsergebnisse

Hans Joachim Blaß, Universität Karlsruhe

1 Einleitung

Eingeleimte Gewindestangen oder eingeklebte Stahlstäbe, wie sie in E DIN 1052 bezeichnet werden, sind seit vielen Jahren z. B. als Firstverstärkung in Satteldachträgern fester Bestandteil von Konstruktionen im Ingenieurholzbau, obwohl sie baurechtlich bisher nicht geregelt sind. In E DIN 1052 sind sie sowohl als Verstärkung für querzugbeanspruchte Bauteilbereiche wie auch als eigenständige Verbindung enthalten. Bei einer Anwendung als Verstärkungselemente nehmen eingeklebte Stahlstäbe innere Kräfte in Richtung der Stabachse auf, sie sind in der Regel auch vollständig im Bauteil eingeschlossen. Eingeklebte Stahlstäbe als Verbindungsmittel werden eingesetzt, um Kräfte von einem Bauteil in ein anderes Bauteil oder in Fundamente zu übertragen. Sie werden dabei sowohl in Richtung der Stabachse als auch rechtwinklig dazu beansprucht. Dieser Beitrag behandelt vor allem den Einsatz eingeklebter Stahlstäbe als Verbindungsmittel, die Ausführungen gelten in der Regel jedoch auch sinngemäß für Verstärkungselemente.

2 Bemessung von Verbindungen mit eingeklebten Stahlstäben nach E DIN 1052

Eingeklebte Stahlstäbe **als Verbindungsmittel** dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 eingesetzt werden. Als Kleber kommen vor allem Resorcin-Phenol-Formaldehyd-Harze, Epoxid oder Polyurethan in Frage. Da eine zuverlässige Adhäsion zwischen der Stahloberfläche und dem Kleber auf Dauer nicht gewährleistet werden kann, sind in E DIN 1052 nur eingeklebte Gewindebolzen mit metrischem Gewinde nach DIN 976-1 und Betonrippenstähle nach DIN 488-1 angegeben. Die Verbindung zwischen Kleber und Stahlstab ist bei diesen Stäben durch die mechanische Verzahnung gesichert. GEWI Rippenstähle nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung sind ebenfalls gut geeignet. Da die Fugendicke der Klebfugen bei eingeklebten Stahlstäben im allgemeinen wesentlich größer ist als bei Holz-Holz-Verklebungen, muss die Eignung der Kleber durch Verwendungsnachweise, z. B. in der Form allgemeiner bauaufsichtlicher Prüfzeugnisse für das Einkleben von Stahlstäben nachgewiesen sein.

In Bauteilen, in denen rechtwinklig zur Faser Stäbe eingeklebt sind, entstehen beim Austrocknen des Holzes Querzugspannungen. Zur Begrenzung dieser Spannungen wird die Holzfeuchte beim Einkleben auf 12 % beschränkt.

Die Bemessungsregeln für eingeklebte Stahlstäbe, die rechtwinklig zur Stabachse beansprucht sind, lauten (E DIN 1052 12.3.2):

12.3.2 Beanspruchung rechtwinklig zur Stabachse

(1) Für den Nachweis der Tragfähigkeit auf Abscheren (Beanspruchung rechtwinklig zur Stabachse) gelten die Bestimmungen des Abschnittes 10.2. In den maßgebenden Gleichungen ist bei Betonrippenstählen für den Durchmesser d der Nenndurchmesser einzusetzen.

(2) Die Einkleblänge $l_{ad,min}$ muss mindestens betragen:

$$l_{ad,min} = \max \begin{cases} 0,5 \cdot d^2 \\ 10 \cdot d \end{cases} \quad (12.1)$$

Hierin bedeutet:

d Nenndurchmesser des Stahlstabes.

(3) Sofern im folgenden nichts anderes festgelegt ist, gelten im übrigen die Bestimmungen für Verbindungen mit Bolzen und Gewindestangen (siehe Abschnitt 10.4) sinngemäß.

(4) Die Mindestabstände untereinander und von den Rändern sind in Tabelle 12.1 (siehe Bild 12.1) angegeben.

(5) Bei rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebten Stahlstäben dürfen die charakteristischen Werte der Lochleibungsfestigkeit nach Abschnitt 10.3 mit um 25% erhöhten Werten in Rechnung gestellt werden.

Tabelle 12.1: Mindestabstände von rechtwinklig zur Stabachse beanspruchten eingeklebten Stahlstäben

	1	2
1	parallel zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	$a_2 = 5 \cdot d$ $a_{4,c} = 2,5 \cdot d$ $a_{4,t} = 4 \cdot d$
2	rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	siehe Tabelle 10.1

(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.

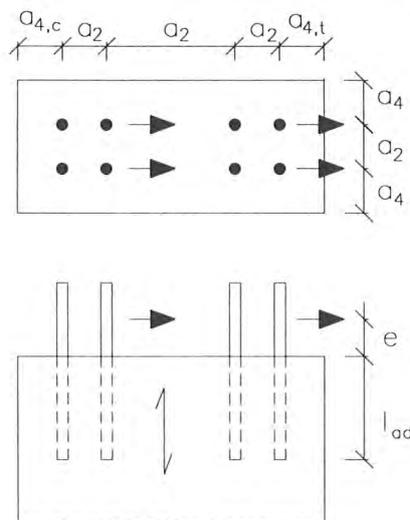


Bild 12.1: Definition der Mindestabstände von rechtwinklig zur Stabachse beanspruchten, parallel zur Faserrichtung eingeklebten Stahlstäben

(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 12.1), ist dies bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindung zu berücksichtigen.

Die Tragfähigkeit rechtwinklig zur Stabachse beanspruchter eingeklebter Stahlstäbe kann in Anlehnung an die Johansen-Theorie für stiftförmige Verbindungsmittel bestimmt werden. Durch die Verklebung mit dem umgebenden Holz ist der "Reibungsbeiwert" zwischen Stift und Holz sehr hoch. Dies erhöht die Lochleibungsfestigkeit, so dass für rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe mit einer um 25 % erhöhten Lochleibungsfestigkeit nach Abschnitt 10 "Verbindungen mit stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln" gerechnet werden darf.

Stiftförmige Verbindungsmittel im Hirnholz nach Abschnitt 10 der E DIN 1052 dürfen nicht zur Kraftübertragung herangezogen werden. Daher werden für ins Hirnholz eingebrachte stiftförmige Verbindungsmittel dort auch keine Angaben zur Lochleibungsfestigkeit gemacht. Für eingeklebte Stahlstäbe darf die Lochleibungsfestigkeit zu 10 % der entsprechenden Werte wie bei rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebten Stahlstäben angesetzt werden. Hierbei darf der Bezugswert für Beanspruchung in Faserrichtung zugrunde gelegt werden. damit ergibt sich die Lochleibungsfestigkeit für eingeklebte Stahlstäbe im Hirnholz:

$$f_{h,par,k} = 0,125 \cdot 0,082 \cdot (1 - 0,01 d) \cdot \rho_k = 0,01 (1 - 0,01 d) \cdot \rho_k$$

Greift die Last wie in Bild 12.1 angegeben in einem Abstand e zur Holzoberfläche an, sind die zusätzlich entstehenden Biegemomente in den Stahlstäben bei der Ermittlung der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Dies kann z. B. dadurch geschehen, dass die Tragfähigkeit in Anlehnung an die Johansen-Theorie mit Berücksichtigung eines Luftspaltes zwischen den zu verbindenden Bauteilen abgeleitet wird. Wird die in Bild 12.1 dargestellt Kraft über ein dünnes Stahlblech eingeleitet, ergibt sich die Tragfähigkeit pro Stahlstab als kleinster Wert der beiden Ausdrücke:

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,par,k} \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 \cdot (\ell_{ad} + e)^2 + 2e^2} - \ell_{ad} - 2e \right) \\ f_{h,par,k} \cdot d \cdot \left(\sqrt{e^2 + \frac{2M_{y,k}}{d \cdot f_{h,par,k}}} - e \right) \end{array} \right.$$

Hierin ist e der lichte Abstand zwischen der Hirnholzfläche und dem Stahlblech.

Wird die Kraft über ein dickes Stahlblech eingeleitet oder sind die Stahlstäbe z. B. in einem Betonfundament eingespannt, berechnet sich die Tragfähigkeit pro Stahlstab als kleinster Wert der folgenden Ausdrücke:

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,par,k} \cdot d \cdot \ell_{ad} \\ f_{h,par,k} \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 \cdot (\ell_{ad} + e)^2 + 2e^2 + \frac{4M_{y,k}}{d \cdot f_{h,par,k}}} - \ell_{ad} - 2e \right) \\ f_{h,par,k} \cdot d \cdot \left(\sqrt{e^2 + \frac{4M_{y,k}}{d \cdot f_{h,par,k}}} - e \right) \end{array} \right.$$

12.3.3 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) Für die Tragfähigkeit der Verbindung muss 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 12.2 (siehe Bild 12.2) angegeben.

Tabelle 12.2: Mindestabstände von in Richtung der Stabachse beanspruchten eingeklebten Stahlstäben

	1	2
1	parallel zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	$a_2 = 5 \cdot d$ $a_4 = 2,5 \cdot d$
2	rechtwinklig zur Faserrichtung eingeklebte Stahlstäbe	$a_1 = 4 \cdot d$ $a_2 = 4 \cdot d$ $a_3 = 4 \cdot d$ $a_4 = 2,5 \cdot d$

(4) Der Bemessungswert des Ausziehwiderstandes von eingeklebten Stahlstäben darf berechnet werden zu:

$$R_{ax,d} = f_{y,d} \cdot A_{ef} \tag{12.2}$$

Dabei muss die Einklebelänge ℓ_{ad} größer sein als $R_{ax,d} / (\pi \cdot d \cdot f_{k1,d})$.

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, Anhang M**.

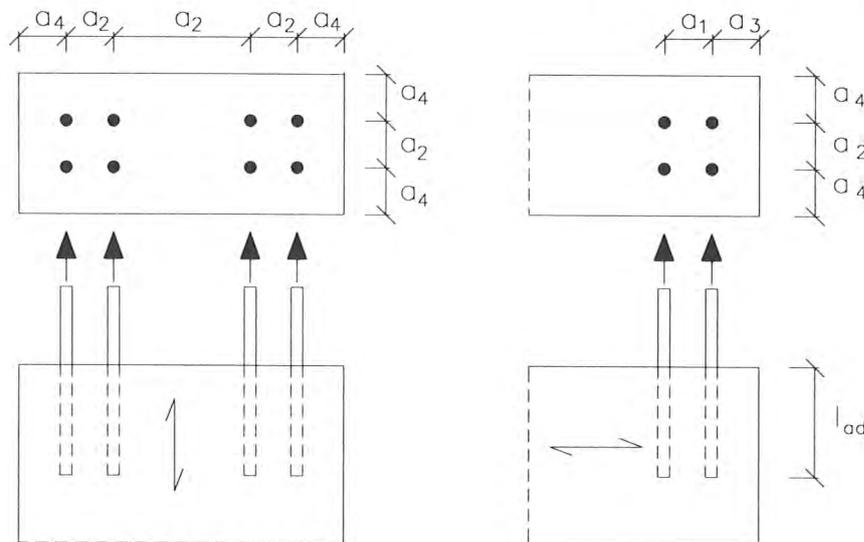


Bild 12.2: Definition der Mindestabstände von in Stabachse beanspruchten eingeklebten Stahlstäben

(5) Für druckbeanspruchte eingeklebte Stahlstäbe, die durch eine Druckspannung mit einem Bemessungswert über 300 N/mm^2 beansprucht werden, ist ein Knicknachweis zu führen.

(6) Für parallel zur Faserrichtung eingeklebte zugbeanspruchte Stahlstäbe ist die Zugspannung im Holz am Ende des Stahlstabes nachzuweisen. Als wirksame Querschnittsfläche des Holzes darf dabei höchstens eine Fläche von $36 \cdot d^2$ angesetzt werden.

(7) Werden eingeklebte Stahlstäbe für Queranschlüsse verwendet, sind die durch die Kraftkomponente rechtwinklig zur Faserrichtung verursachten Querspannungen im Bauteil nach Abschnitt 9.1 nachzuweisen. Anstelle von k_r nach Gleichung (9.4) darf angenommen werden:

$$k_r = \frac{h}{h_1} \quad (12.3)$$

Hierin bedeuten:

h Höhe des Bauteiles

h_1 Abstand des Endes des Stahlstabes vom unbeanspruchten Bauteilrand ($h_1 = h - \ell_{ad}$).

Für eingeklebte Stahlstäbe, die in Achsrichtung beansprucht werden, zeigen sich in Versuchen unterschiedliche Versagensmechanismen:

- Versagen des Stahlstabs durch Erreichen der Fließgrenze des Stahls. Bei druckbeanspruchten Stäben besteht bei sehr hohen Beanspruchungen auch die Möglichkeit des Knickens. Der Versagensmechanismus "Versagen des Stahlstabs" sollte immer maßgebend sein, um ein duktiler Verhalten der Verbindung zu gewährleisten. Dies ist besonders wichtig, wenn die anzuschließende Kraft auf mehrere Stäbe einer Stabgruppe verteilt werden soll. In diesem Fall ist durch das Fließen des höchst beanspruchten Stabes eine Lastumlagerung zu den weniger beanspruchten Stäben möglich.
- Versagen des Klebers bzw. der Adhäsion zwischen Kleber und Stahlstab (siehe Abb. 1). Diese Art des Versagens kann durch eine ausreichende Festigkeit des ausgehärteten Klebers und durch die Profilierung der Stahlstäbe verhindert werden. Die Eignung des Klebers muss im Hinblick auf diesen Versagensmechanismus durch Versuche nachgewiesen sein, die auch die vorgesehenen Fugendicken berücksichtigen.



Abb. 1 Versagen der Adhäsion zwischen Kleber und Stahlstab

- Scherversagen des Holzes in der Mantelfläche des Bohrloches (siehe Abb. 2). Dieser Versagensmechanismus wird vor allem durch die Scherfestigkeit des Holzes beeinflusst, die auch vom Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung abhängt.

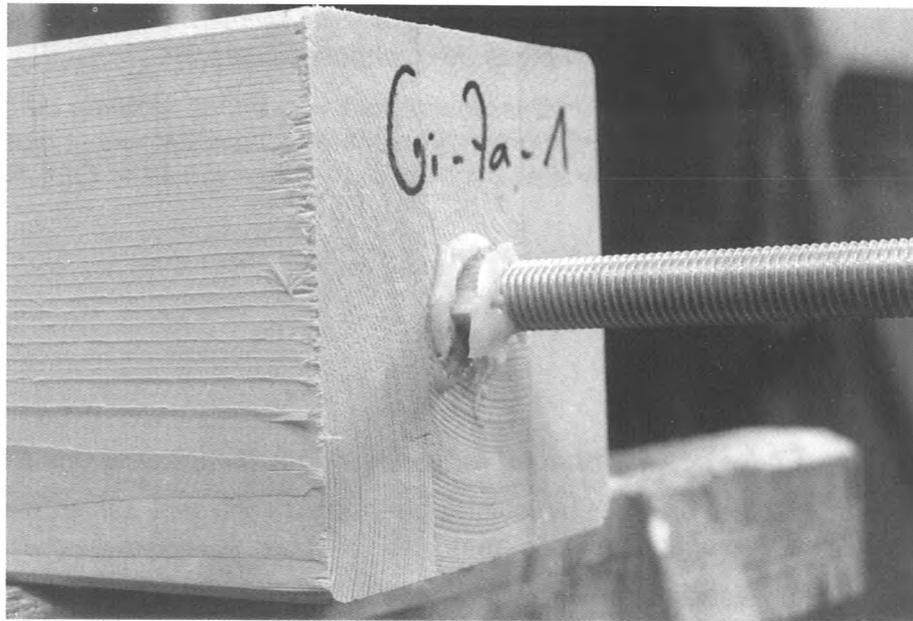


Abb. 2 Scherversagen des Holzes

- Aufspalten des Holzes parallel zur Faser bei faserparallel angeordneten Stäben (siehe Abb. 3 und 4). Dieser Versagensmechanismus kann durch Einhalten ausreichender Zwischen- und Randabstände verhindert werden.

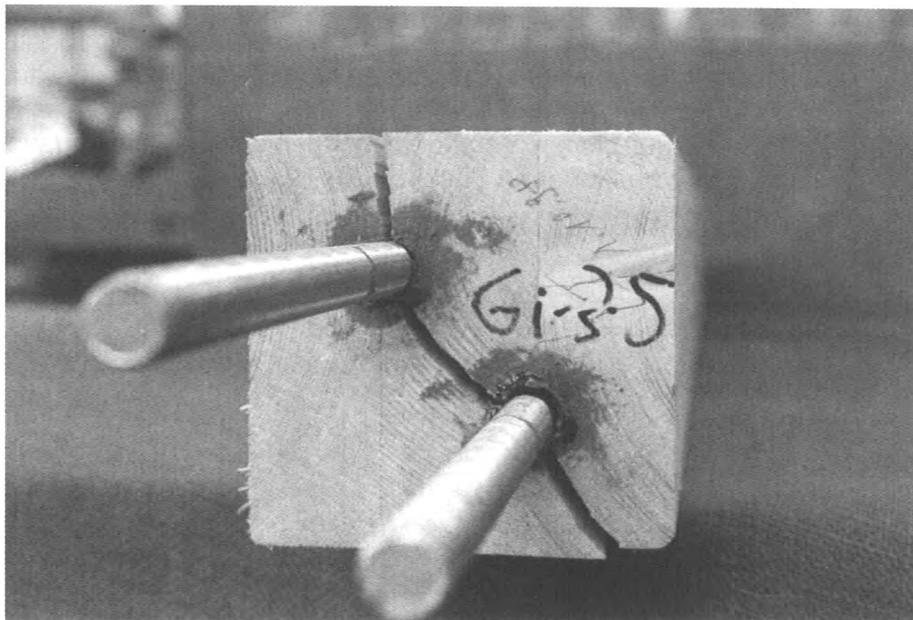


Abb. 3 Versagen durch Aufspalten des Holzes parallel zur Faser wegen zu geringer Zwischenabstände

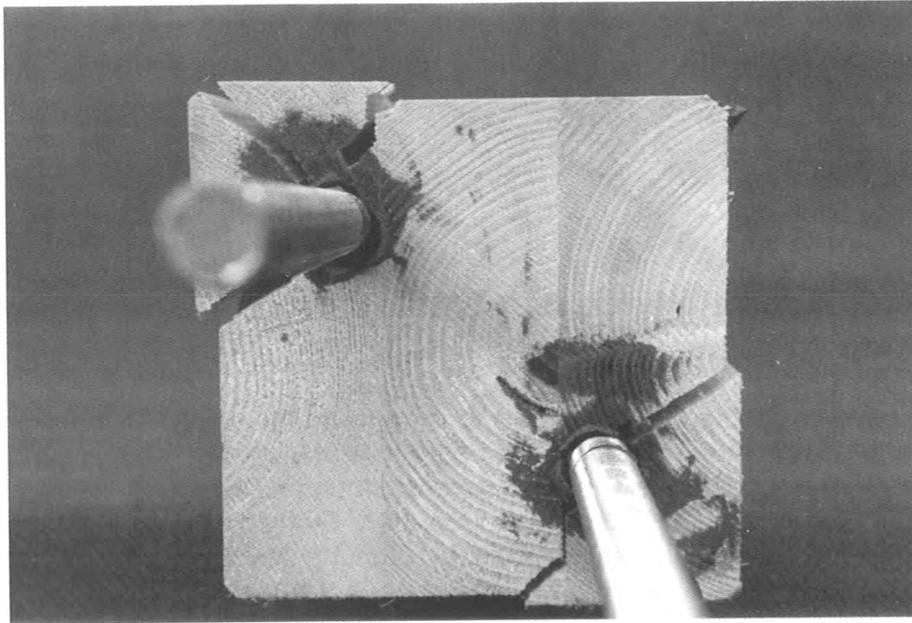


Abb. 4 Versagen durch Aufspalten des Holzes parallel zur Faser wegen zu geringer Randabstände

- Erreichen der Zugfestigkeit des Holzes parallel zur Faserrichtung. Dieser Versagensmechanismus tritt entweder als Zugversagen im Nettoquerschnitt des Holzes oder als Herausreißen eines Holzblocks hinter dem Stahlstab auf. Pro Stahlstab sollte daher nicht mehr als eine Nettoquerschnittsfläche von $36 d^2$ angesetzt werden.
- Quersugversagen des Holzes bei Anschlüssen mit Kraftkomponenten, die rechtwinklig zur Stabachse wirken (siehe Abb. 5).



Abb. 5 Quersugversagen des Holzes durch Kraftkomponenten rechtwinklig zur Bauteilachse

12.3.4 Kombinierte Beanspruchung

(1) Bei gleichzeitiger Beanspruchung von eingeklebten Stahlstäben auf Abscheren und auf Herausziehen ist nachzuweisen:

$$\left(\frac{F_{la,d}}{R_{la,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (12.4)$$

3 Versuche mit eingeklebten Stahlstäben als Verstärkung von Satteldachträgern

Um die Eignung eingeklebter Stahlstäbe als Querkzugverstärkung im Firstbereich von Satteldachträgern mit gekrümmtem unteren Rand zu überprüfen, wurden insgesamt fünf Satteldachträger mit der Geometrie nach Abb. 6 hergestellt und so verstärkt, dass die gesamten Querkzugbeanspruchungen im Firstbereich von den Stahlstäben aufgenommen werden konnten. Ziel der Versuche war der Nachweis der Eignung des Bemessungsverfahrens nach Abschnitt 9 der E DIN 1052.

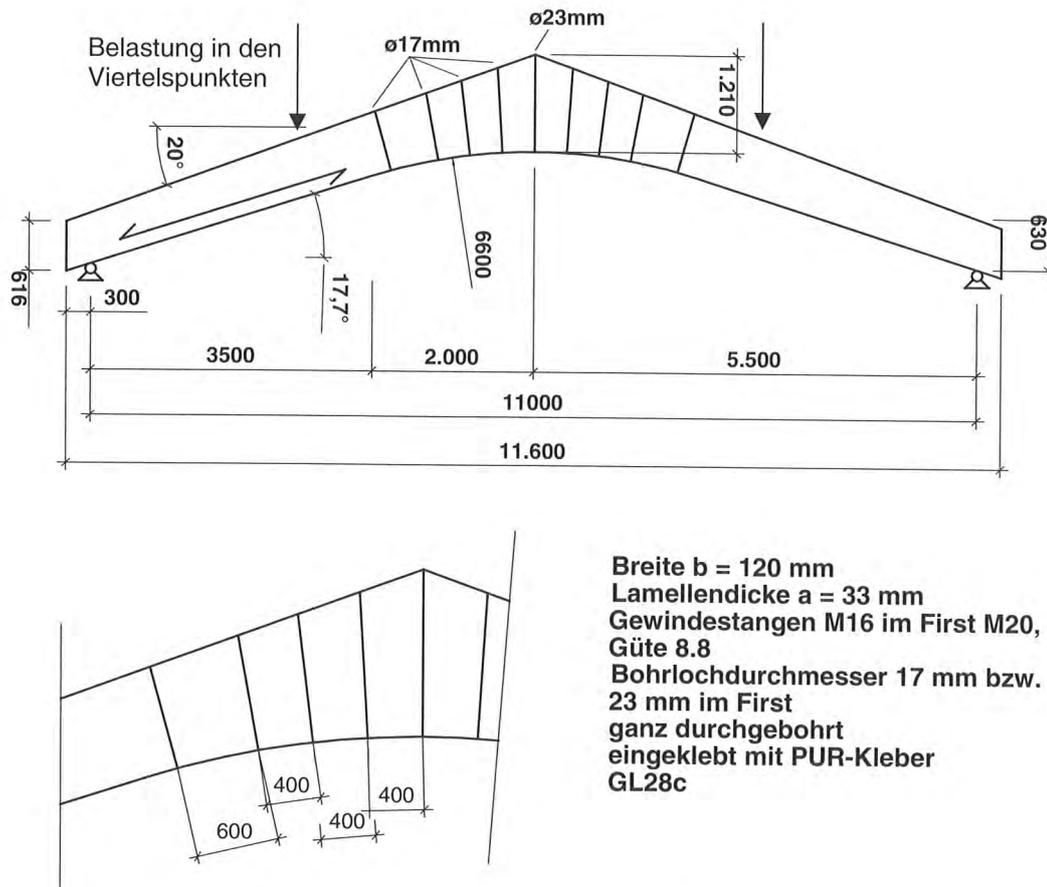


Abb. 6 Prüfkörper der Satteldachträger mit verstärktem Firstbereich

Die Krümmung der Lamellen wurde mit dem kleinsten zulässigen Biegeradius ausgeführt. Sämtliche Versuchsträger versagten durch Erreichen der Biegefestigkeit des Brett-schichtholzes im Bereich eines Gewindebolzens. Die Mittelwerte der Versuchsergebnisse betragen:

Bruchmoment	395 kNm
Biegespannung im First	25,5 N/mm ²

Größtwert der Biegespannung am angeschnittenen Rand	30,9 N/mm ²
Größtwert der Biegespannung auf der Biegezugseite	31,3 N/mm ²
Rechenwert der Querkzugspannung ohne Verstärkung	1,19 N/mm ²
Zugkraft je Gewindebolzen	57,1 kN
Charakteristische Tragfähigkeit je Gewindebolzen	100 kN
Rechenwert der Klebfugenspannung	3,05 N/mm ²
Charakteristischer Wert der Klebfugensfestigkeit	3,39 N/mm ²

Abb. 7 zeigt den Vergleich zwischen den in den fünf Versuchen erreichten Biegemomenten und den Bemessungswerten der Biegemomente, die nach Eurocode 5 in der Nutzungsklasse 1 und für die Klasse der Lasteinwirkungsdauer mittel rechnerisch für das Erreichen der Biegefestigkeit bzw. der Querkzugfestigkeit maßgebend sind.

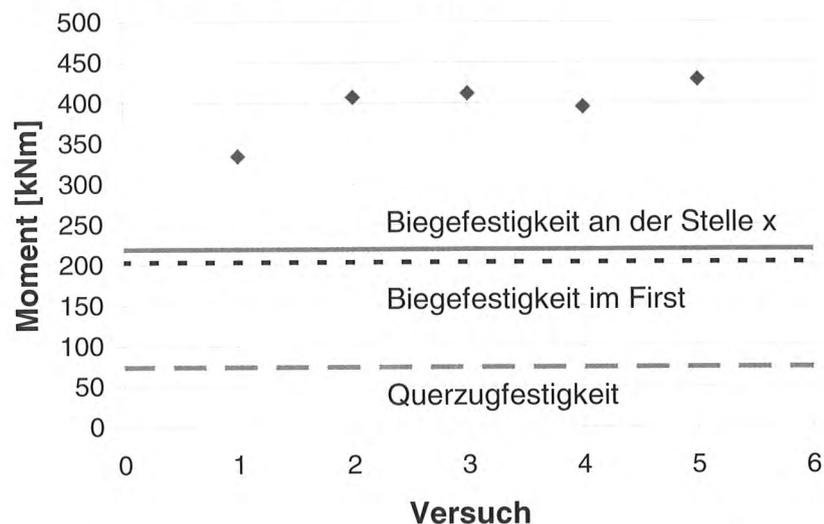


Abb. 7 Vergleich der Versuchswerte mit den Bemessungswerten der Beanspruchbarkeit nach Eurocode 5

Abb. 8 zeigt den Versuchsaufbau, in den Abb. 9 und 10 sind die Bruchbereiche dargestellt.



Abb. 8 Versuchsaufbau zur Prüfung eines Satteldachträgers

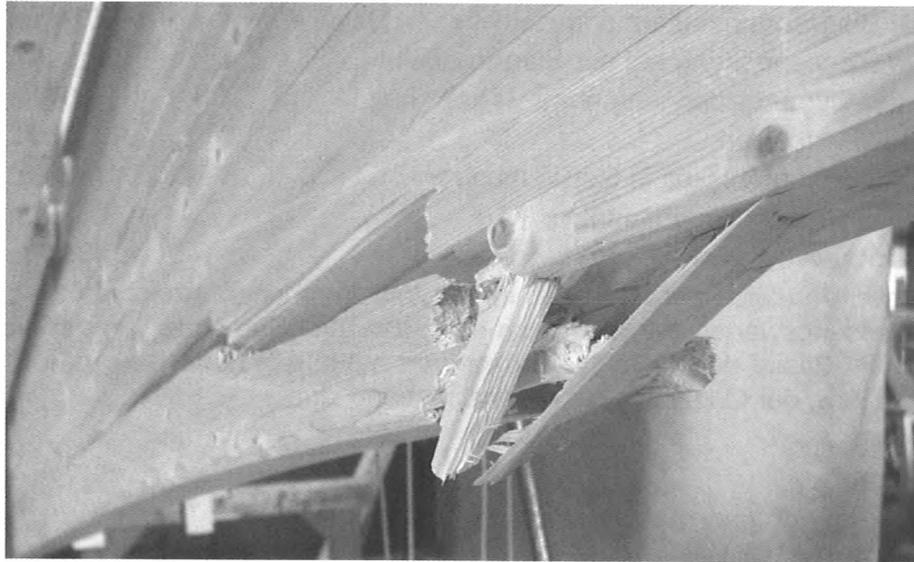


Abb. 9 Biegeversagen im Bereich eines Astes in der untersten Lamelle

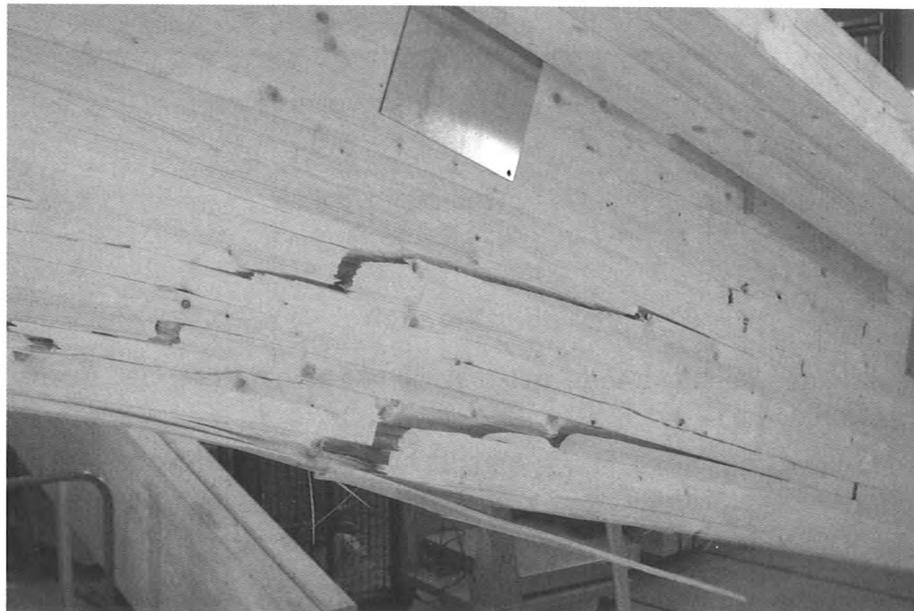


Abb. 10 Biegeversagen im Übergang zwischen geradem und gekrümmtem Trägerbereich

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 |

Berechnung von Wand- und Deckentafeln unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit infolge Rollschubbeanspruchungen

Rainer Görlacher

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe

Kurzfassung

Ebene, geklebte Holzelemente werden als Wand- oder Deckentafeln verwendet. Diese Elemente mit unterschiedlichem Aufbau und Abmessungen werden aus einzelnen Brettlagen, die wiederum aus mehreren nebeneinanderliegenden Brettern bestehen, verklebt. Um Quell- und Schwindverformungen zu minimieren und um eine bessere Verteilung der Belastung zu erhalten, werden einige der Brettlagen rechtwinklig zur Plattenhaupttrichtung aufgeklebt. Werden die Platten rechtwinklig zur Plattenebene beansprucht entstehen Schubspannungen, die in Ebenen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes zu Verzerrungen führen. Diese Beanspruchungsart wird als Rollschub bezeichnet. Da die Rollschubsteifigkeit des Holzes sehr gering ist, entstehen nicht zu vernachlässigende Schubverformungen, die sowohl die Biegesteifigkeit der Platten als auch die Normal- und Schubspannungsverteilung innerhalb eines Elementes beeinflussen.

Durch Versuche mit geklebten Wand- und Deckentafeln wurde die Rollschubfestigkeit und die Rollschubsteifigkeit ermittelt. Mit diesen Werten können Wand- und Deckentafeln, die aus rechtwinklig zueinander verklebten Einzelhölzern oder Brettlagen bestehen, mit Hilfe der Theorie der nachgiebig verbundenen Biegeträgern berechnet werden.

1 Einleitung

Ebene Holzelemente, die als Deckentafeln verwendet werden, haben eine Breite von 600 mm und eine Länge entsprechend der Deckenspannweite (siehe Bild 1a).

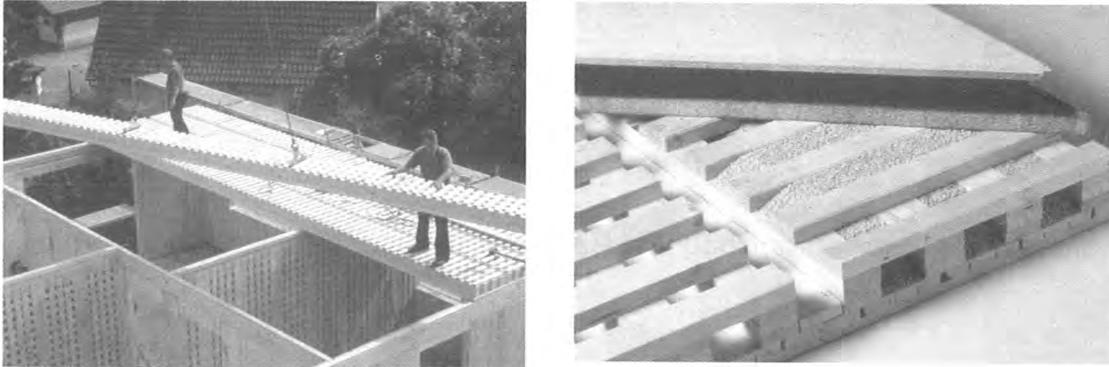


Bild 1 a, b Ebene geklebte Deckenelemente

(a) Errichtung eines Wohnhauses mit vorgefertigten Decken- und Wandelementen

(b) Deckenelemente mit Füllung, Isolierung und Beplankung

Deckenelemente bestehen aus 3 m langen Grundelementen, die mit Universalkeilzinkenverbindungen miteinander verbunden werden. Nebeneinanderliegende Deckenelemente werden mit genagelten oder geklammerten Brettern miteinander verbunden, um eine Scheibenwirkung zu erzielen. (siehe Bild 1b). Die Hohlräume in den Deckenelementen können für Installationszwecke oder zum Einbringen einer Schüttung für eine Verbesserung des Schallschutzes verwendet werden.

Wandelemente sind bis zu 3 m hoch, haben eine Breite zwischen 375 und 875 mm und eine Dicke zwischen 68 und 150 mm. Die Anzahl der einzelnen Lagen reicht von 3 bis 6 Lagen. Wandelemente können durch Normalkräfte, Biegemomente oder durch Scherkräfte in Plattenebene beansprucht werden.

2 Querschnittstypen

Prinzipiell können bei Wand- und Deckentafeln mit Querlagen zwei Querschnittsarten unterschieden werden:

- Querschnitte mit Querlagen aus einzelnen Hölzern gleichen Querschnitts und konstanten Abstands;
- Querschnitte mit Querlagen aus einer durchgehenden Brettlage.

Wandelemente haben in der Regel einzelne Querhölzer mit einem Querschnitt von 31 x 65 mm und einem lichten Abstand von 60 mm (siehe Bild 2). Deckenelemente

haben eine oder zwei durchgehende Brettlagen (siehe Bild 3 und 4). Die oberen Querhölzer bei Typ 2 (siehe Bild 3) dienen lediglich der Lastverteilung und haben keine weitere tragende Funktion.

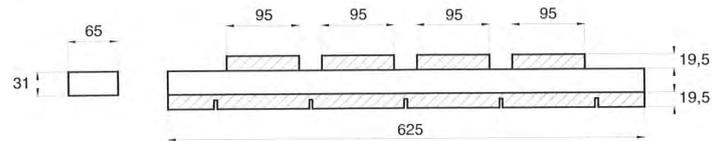


Bild 2 Form und Abmessungen eines Wandelements (Typ 1)

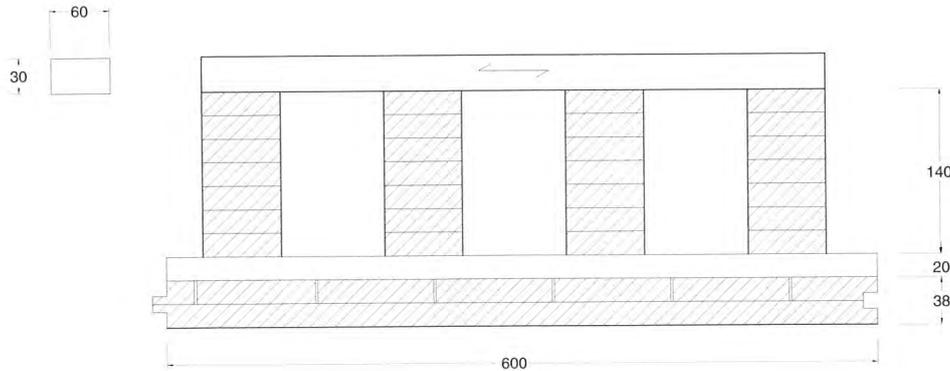


Bild 3 Form und Abmessungen eines Deckenelementes mit einer Querlage (Typ 2)

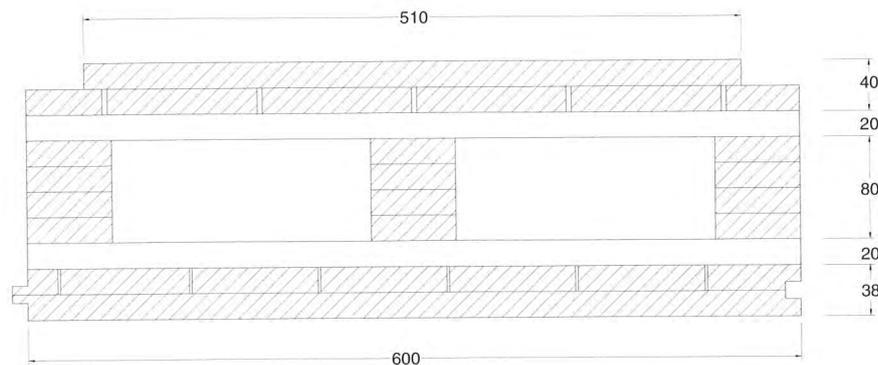


Bild 4 Form und Abmessungen eines Deckenelementes mit zwei Querlagen (Typ 3)

3 Berechnungsmodell

Bei einer Beanspruchung rechtwinklig zur Plattenebene entstehen in den Querhölzern Schubbeanspruchungen, die rechtwinklig zur Faserrichtung wirken (Rollschub). Bedingt durch die geringe Schubsteifigkeit des Holzes bei dieser

Beanspruchung treten in den Querhölzern nicht mehr zu vernachlässigende Verzerrungen auf, die wie bei einem nachgiebig verbundenen Biegeträger berücksichtigt werden können. Die Verformungsfigur eines solchen Trägers ist schematisch in Bild 5 gezeigt.

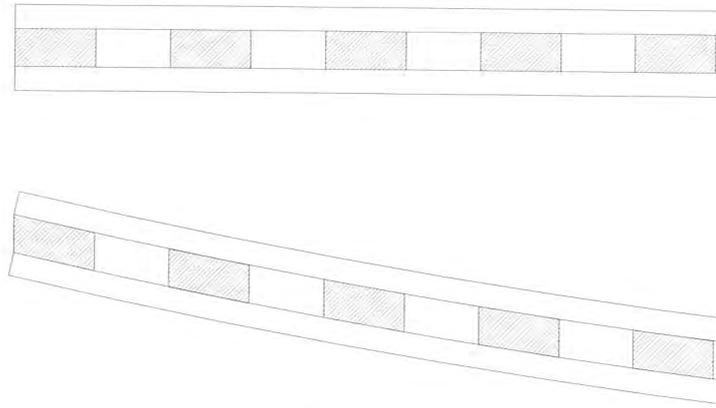


Bild 5 Biegeverformung eines Trägers mit zwei über schubweiche Zwischenhölzer verbundenen Gurten

Die wirksame Biegesteifigkeit und die daraus resultierenden Schub- und Normalspannungen in den einzelnen Lagen werden für den Querschnitt mit zwei Querlagen nach Bild 6 abgeleitet.

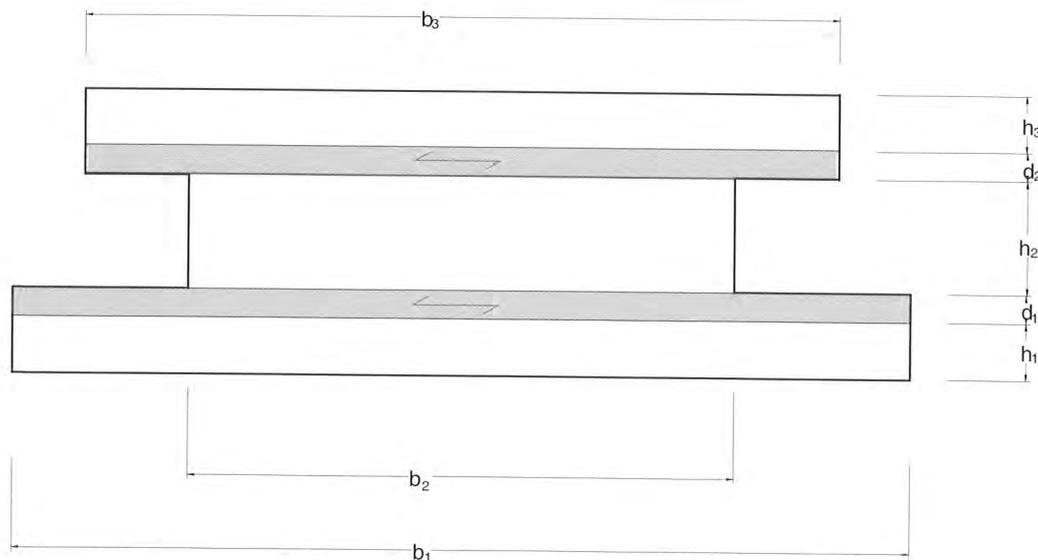


Bild 6 Idealisierter Aufbau (dreiteiliger Querschnitt mit zwei Querlagen)

Für einen dreiteiligen Querschnitt mit zwei Querlagen nach Bild 6 berechnet sich das Flächenmoment 2. Grades $ef I$ eines Elementes zu

$$ef I = I_1 + I_2 + I_3 + \gamma_1 a_1^2 A_1 + \gamma_2 a_2^2 A_2 + \gamma_3 a_3^2 A_3 \quad (1)$$

Hierin sind a_i die Abstände der Schwerachsen der Teilquerschnitte von der Spannungsnullebene, die

$$a_2 = \frac{\gamma_1 A_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2} + d_1 + \frac{h_2}{2}\right) - \gamma_3 A_3 \cdot \left(\frac{h_2}{2} + d_2 + \frac{h_3}{2}\right)}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2 + \gamma_3 A_3} \quad (2)$$

$$a_1 = \left(\frac{h_1}{2} + d_1 + \frac{h_2}{2}\right) - a_2 \quad (3)$$

$$a_3 = \left(\frac{h_2}{2} + d_2 + \frac{h_3}{2}\right) + a_2 \quad (4)$$

betragen.

Die Abminderungsbeiwerte γ_i zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit infolge der Zwischenhölzer berechnen sich zu:

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 \cdot d_1}{l^2 G \cdot b_{1,w}}\right)^{-1} \quad (5)$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_3 A_3 \cdot d_2}{l^2 G \cdot b_{3,w}}\right)^{-1} \quad (6)$$

mit:

E_i = Elastizitätsmodul der einzelnen Querschnittsteile

A_i = Querschnittsflächen

G = Schubmodul (Rollschub)

d_i = Dicke der Querlagen

$b_{i,w}$ = wirksame Breite der Querlagen

l = maßgebende Stützweite

Die Biegegrandspannungen infolge eines äußeren Momentes M berechnen sich zu:

$$\sigma_{r,i} = \pm \frac{M}{I} \cdot \left(\gamma_i a_i + \frac{h_i}{2}\right) \quad (7)$$

Die Schubspannungen τ_{\max} in der neutralen Faser infolge einer Querkraft Q berechnen sich zu

$$\tau_{\max} = \frac{Q y_i S_i}{e f l \cdot b} \quad (8)$$

Der Einfluss der Spannweite (siehe Gleichung 5 und 6) auf die wirksame Biegesteifigkeit eines Bauteils mit einem Querschnitt nach Bild 2 ist in Bild 7 gezeigt. Bei kleinen Spannweiten reduziert sich die wirksame Biegesteifigkeit deutlich, während für größere Spannweiten die wirksame Biegesteifigkeit gegen den Grenzwert für eine unendlich große Schubsteifigkeit der einzelnen Lagen geht.

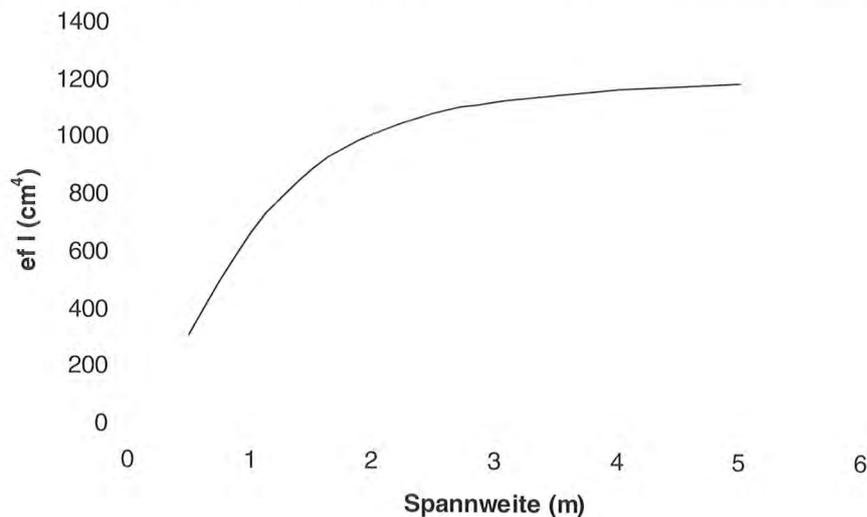


Bild 7 Zusammenhang zwischen der wirksamen Biegesteifigkeit und der Spannweite für einen nicht-symmetrischen Querschnitt nach Bild 2

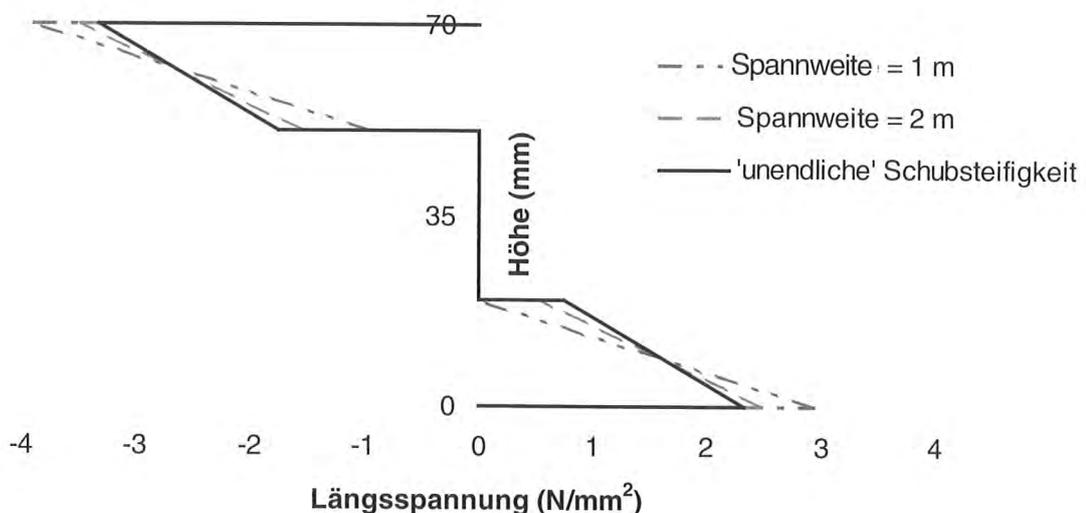


Bild 8 Biegespannungsverteilung bei unterschiedlichen Spannweiten in einem Querschnitt nach Bild 2 ($M = 1 \text{ kNm}$)

4 Versuche

Zur Überprüfung des Berechnungsmodells und zur Ermittlung der Rollschubfestigkeit wurden Versuche mit geklebten Wand- und Deckentafeln durchgeführt (siehe Tabelle 1). Die Elemente wurden im Biegeversuch als Einfeldträger mit einer Spannweite nach Tabelle 1 geprüft. Die Gesamtdurchbiegung wurde in Feldmitte gemessen.

Tabelle 1 Versuchsergebnisse

Elementtyp	Spannweite m	$max Q$ kN	$max M$ kNm	$ef EI_{test}$ Nmm ²
Typ 1	1,25	15,5		$9,00 \cdot 10^{10}$
		15,2		$9,21 \cdot 10^{10}$
		15,5		$9,35 \cdot 10^{10}$
		17,0		$8,45 \cdot 10^{10}$
		18,1		$9,14 \cdot 10^{10}$
		12,8		$7,82 \cdot 10^{10}$
		15,7		$9,14 \cdot 10^{10}$
		16,6		$8,93 \cdot 10^{10}$
		13,7		$8,51 \cdot 10^{10}$
		15,6		$8,79 \cdot 10^{10}$
Typ 1	2,73	12,2		$1,29 \cdot 10^{11}$
			9,5	$1,30 \cdot 10^{11}$
			9,7	$1,21 \cdot 10^{11}$
		12,8	3,1	$1,35 \cdot 10^{11}$
			8,5	$1,38 \cdot 10^{11}$
			10,6	$1,34 \cdot 10^{11}$
			8,7	$1,21 \cdot 10^{11}$
			10,3	$1,35 \cdot 10^{11}$
			11,5	$1,31 \cdot 10^{11}$
			12,2	
Typ 2	2,4	78,2		$1,84 \cdot 10^{12}$
		78,6		$1,73 \cdot 10^{12}$
		87,9		$1,93 \cdot 10^{12}$
Typ 3	2,4	73,2		$1,87 \cdot 10^{12}$
		78,6		$1,93 \cdot 10^{12}$
		75,4		$1,94 \cdot 10^{12}$

Die überwiegende Anzahl der Elemente versagte durch ein Rollschubversagen (siehe Bild 9 und 10). Einige Elemente mit größerer Stützweite versagten durch ein Biegezugversagen im Zuggurt.

Aus der Durchbiegung in Feldmitte wurde die wirksame Biegesteifigkeit $efEI$ berechnet. Der Einfluss der Schubverformungen wurde dabei nicht berücksichtigt.

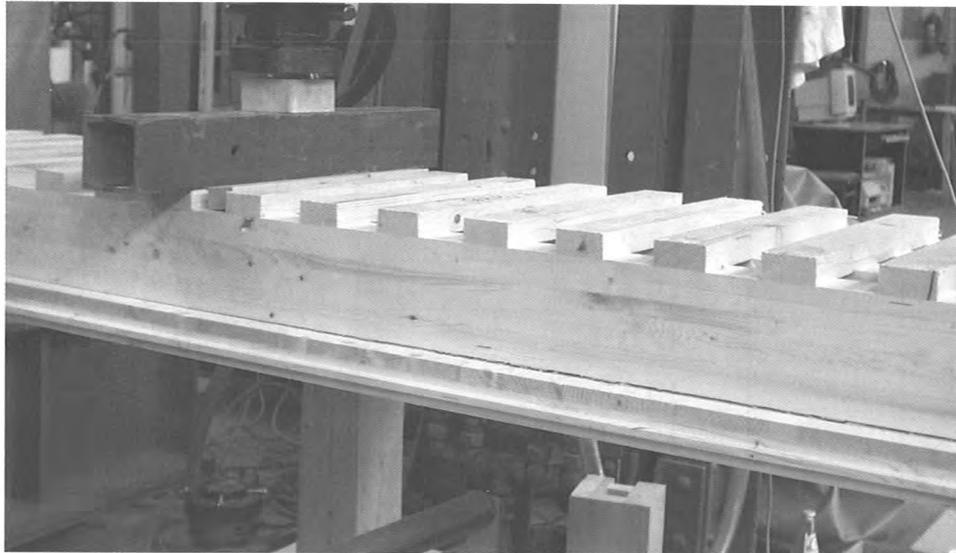


Bild 9 Rollschubversagen zwischen den längs verlaufenden Brettern und der durchgehenden Querlage

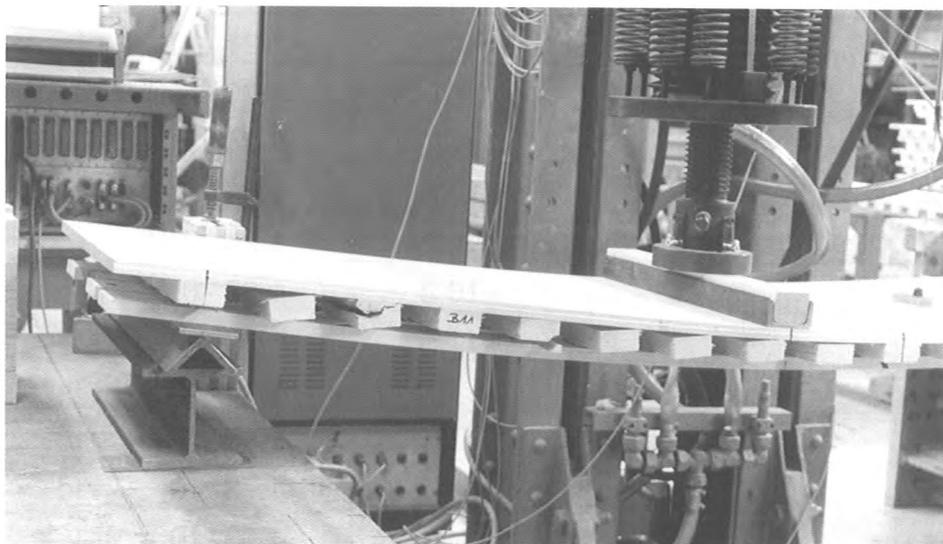


Bild 10 Rollschubversagen in der aus einzelnen Hölzern bestehenden Querlage

5 Auswertung der Versuche

Für die Auswertung der Versuchsergebnisse wurden folgende Annahmen getroffen:

Der Schubmodul wurde nach NEUHAUS (1981) gewählt, der die Elastizitätszahlen in Abhängigkeit von der Holzfeuchte ermittelte. Neuhaus gibt für den Rollschubmodul einen Wert von 48 N/mm^2 bei einer Holzfeuchte von 9 % an. Für die Berechnungen wurde ein Wert von 50 N/mm^2 angenommen.

Für Elemente, deren Querlagen aus einzelnen, in einem bestimmten Abstand angeordneten Brettern bestehen, wurde ein wirksamer Schubmodul in Abhängigkeit von der Brettbreite und dem gegenseitigen Abstand berechnet. Bei einem Querschnitt nach Bild 2 beträgt die Brettbreite 65 mm und der Achsabstand der Bretter beträgt 125 mm. Daraus ergibt sich der wirksame Schubmodul zu

$$50 \frac{65}{125} = 26 \text{ N/mm}^2$$

Als Elastizitätsmodul wurde ein Wert von 11000 N/mm^2 gewählt, der dem mittleren Elastizitätsmodul der Festigkeitsklasse C24 nach EN 338 'Bauholz für tragende Zwecke: Festigkeitsklassen' entspricht. In Tabelle 2 sind die Querschnittswerte und die berechneten wirksamen Biegesteifigkeiten der drei Elementtypen bei den in den Versuchen verwendeten Spannweiten zusammengestellt.

Einen Vergleich zwischen den auf der Grundlage des Berechnungsmodells berechneten und den aus den Versuchen ermittelten wirksamen Biegesteifigkeiten ist in Bild 11 gezeigt. Die gute Übereinstimmung aller Versuche mit den berechneten Werten zeigt die Richtigkeit der getroffenen Annahmen.

Tabelle 2 Ergebnisse der Berechnungen

Elementtyp	Spannweite m	b_1 mm	h_1 mm	b_2 mm	h_2 mm	b_3 mm	h_3 mm	d_1 mm	d_2 mm	$ef I_{calc}$ mm ⁴	$ef EI_{calc}$ Nmm ²
Typ 1	1,25	625	19,5	380	19,5			31		$7,91 \cdot 10^6$	$8,70 \cdot 10^{10}$
Typ 1	2,73	625	19,5	380	19,5			31		$1,10 \cdot 10^7$	$1,21 \cdot 10^{11}$
Typ 2	2,4	600	38	290	140			20		$1,95 \cdot 10^8$	$2,14 \cdot 10^{12}$
Typ 3	2,4	600	38	215	80	550	40	20	20	$1,73 \cdot 10^8$	$1,91 \cdot 10^{12}$

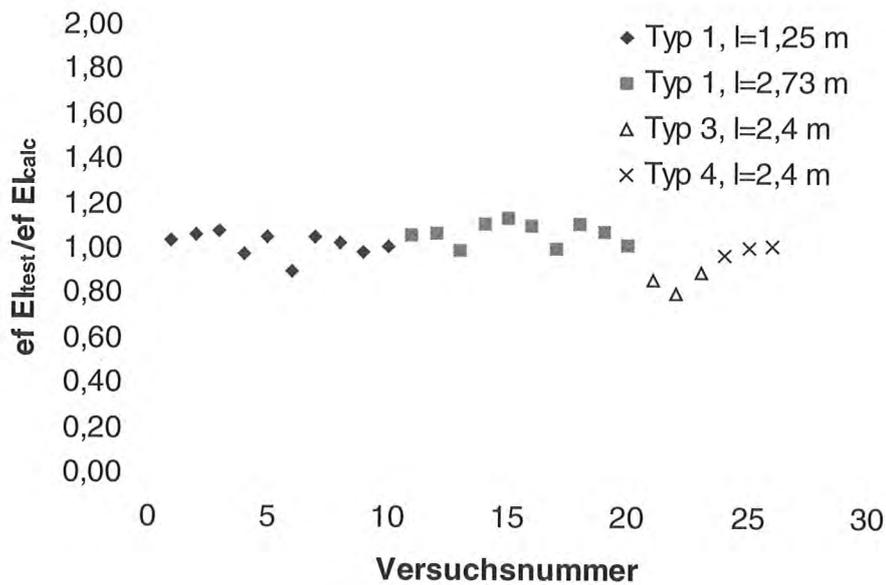


Bild 11 Vergleich der wirksamen Biegesteifigkeiten ermittelt aus Versuchen $ef EI_{test}$ und mit Hilfe des Berechnungsmodells $ef EI_{calc}$.

In Bild 12 sind die Rollschubfestigkeiten, die aus den Versuchen mit Hilfe des Berechnungsmodells ermittelt wurden, dargestellt. Die Rollschubfestigkeiten aus den Versuchen, bei denen ein Schubversagen in den Querlagen aufgetreten ist, liegen zwischen 1,2 und 2,1 N/mm².

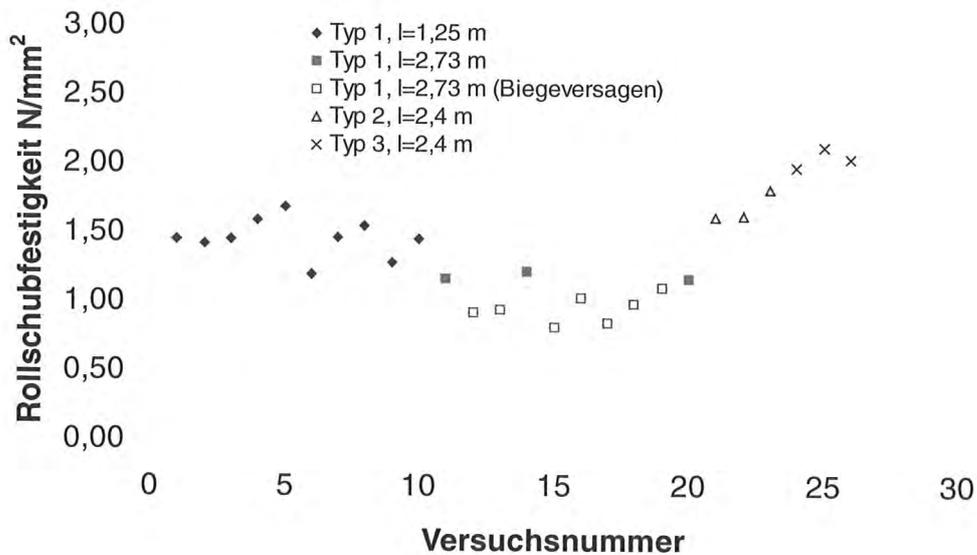


Bild 12 Rollschubfestigkeiten der einzelnen Versuche

6 Zusammenfassung

Ebene geklebte Holzelemente, die als Wand- oder Deckenelemente verwendet werden, bestehen aus mehreren miteinander verklebter Lagen, die wiederum aus einzelnen Brettern bestehen. Wenn eine oder mehrere Lagen rechtwinklig zur Plattenhaupttrichtung angeordnet sind und gleichzeitig eine Belastung rechtwinklig zur Plattenebene aufgebracht wird, entstehen Rollschubspannungen. Da die Rollschubsteifigkeit von Holz sehr gering ist, beeinflussen die entstehenden Schubverformungen sowohl die Biegesteifigkeit als auch die Biegespannungsverteilung innerhalb der Elemente.

Durch Versuche mit geklebten Holzelementen wurde die Rollschubsteifigkeit und die Rollschubfestigkeit von europäischer Fichte/Tanne ermittelt. Mit diesen Werten kann mit Hilfe eines Berechnungsmodells auf der Grundlage der nachgiebig verbundenen Biegeträger eine Bemessung von geklebten Holzelementen mit einer oder zwei Querlagen durchgeführt werden.

Versuche mit verschiedenen Elementen mit unterschiedlichen Stützweiten bestätigten die Gültigkeit des Berechnungsmodells. Als Rollschubmodul kann ein Wert von 50 N/mm^2 und als charakteristische Rollschubfestigkeit ein Wert von $1,0 \text{ N/mm}^2$ unabhängig von der Sortierklasse angenommen werden.

7 Literatur

NEUHAUS, F. H. (1981) Elastizitätszahlen von Fichtenholz in Abhängigkeit von der Holzfeuchtigkeit. Mitteilung Nr. 81-8. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum.

CEN EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1995) EN 338 Bauholz für tragende Zwecke; Festigkeitsklassen.

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 Bau-
dynamik |
| 1973 – 1974 | Konstruktionsbüro Dyckerhoff und Widmann |
| seit 1985 | Prüfingenieur für Baustatik, Massivbau, Holzbau |
| seit 1991 | Professor für Holzbau |

Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Kreuzinger

1. Einleitung

Werden Biegeträger aus unterschiedlichen Teilen zusammengebaut, so entsteht eine Verbundkonstruktion. Ist diese Verbindung nicht starr, so entsteht eine Verbundkonstruktion aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen. Der verdübelte Balken stellt das klassische Beispiel dar, neue Ausführungsbeispiele sind Rippenschalen, wie beispielweise die Kegelschale der Kirche in Altötting oder die Schalen des Expodaches.

Bild 1-3 Expodach



Bild 1-1 Verdübelter Balken



Bild 1-2 Kirche in Altötting

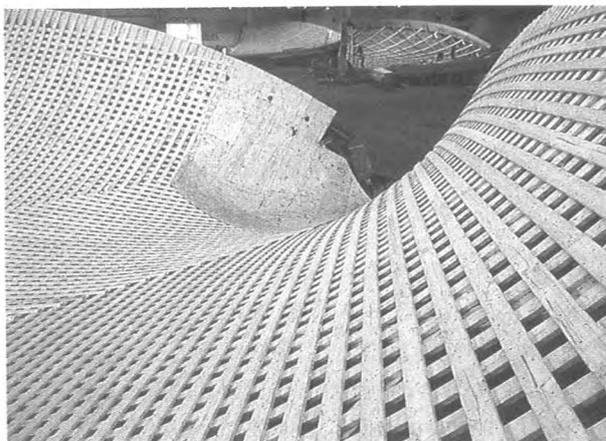


Bild 1-3 Expodach

Zu Verbundkonstruktionen folgen einige Anmerkungen.

2. Tragwirkung

Bei Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen ist die wichtigste Aufgabe der Verbindung die Übertragung der Schubkraft. Daneben muss noch der Zusammenhalt gesichert werden. Die Nachgiebigkeit bezieht sich auf die Schubverbindung. Was die Verformung w senkrecht zur Stabachse betrifft, so sind die einzelnen Querschnittsteile so miteinander verbunden, dass sie die gleiche Verformung w erhalten! Bild 2-1 zeigt einen Träger aus zwei nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen mit Querschnitt, Schnittgrößen und Spannungen.

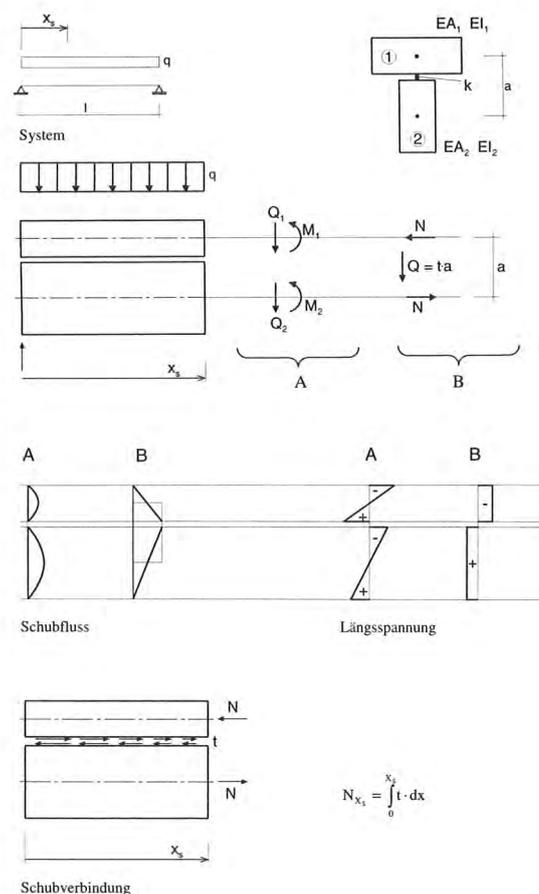


Bild 2-1 Träger aus zwei nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen

Die Beanspruchung A folgt aus der Eigensteifigkeit der beiden Trägerteile, die Beanspruchung B aus der Schubverbindung. Die im Anhang F der E DIN 1052 /1/ angegebenen Formeln beruhen auf diesem Sachverhalt. Vorgestellt wurde dieser schon in /2/, /3/ und /4/. Aus der Überlegung, dass die Nachgiebigkeit der Verbindung durch eine Schubnachgiebigkeit ersetzt wird, könnte der Name „Schubanalogie“ dafür verwendet werden.

Besteht keine Schubverbindung, muss die Einwirkung über die Beanspruchung A abgetragen werden; ist die Schubverbindung unendlich steif, so erfolgt die Lastabtragung über den Gesamtquerschnitt nach der Technischen Biegetheorie.

Die Schubübertragung dient zum Ausgleich der Biegedruckkraft mit der Biegezugkraft. Bei starrer Schubverbindung ist ober- und unterhalb der Fuge die Dehnung gleich, bei nachgiebiger Schubverbindung entsteht an der Verbindungsfuge zwischen oben und unten ein Dehnungsunterschied. Im ersten Fall tritt bei unterschiedlichem Elastizitätsmodul ein Spannungssprung auf, im zweiten Fall tritt dieser Spannungssprung auch bei gleichem Elastizitätsmodul auf.

3. Berechnungsmöglichkeiten

3.1 Analytische Lösungen

Jedem Querschnittsteil i wird eine Verschiebung $u_i(x)$ in Achsrichtung und die gemeinsame Durchbiegung $w(x)$ zugeordnet. Mit diesen Verformungen werden nach der Technischen Biegetheorie Schnittgrößen und Spannungen sowie die gegenseitige Verschiebung an der Verbindungsfuge zum nächsten Querschnittsteil bestimmt. Aus letzterer folgt die Schubkraft. Das Gleichgewicht aller Teile in w -Richtung und die Gleichgewichte jedes Teiles in u_i -Richtung liefern die Differentialgleichungen für die unbekanntenen Verformungen. Dieses gekoppelte Differentialgleichungssystem ist nur für Sonderfälle lösbar.

Für das System des gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit konstanten Querschnittsgrößen entlang der Stabachse und sinusförmiger Belastung senkrecht zur Stabachse wird aus dem gekoppelten Differentialgleichungssystem ein Gleichungssystem für die Amplituden der sinusförmigen Durchbiegung w_0 und die cosinusförmigen Verschiebungen in Achsrichtung $u_{0,i}$. In /5/ ist dies für den Biegeträger aus beliebig vielen Einzelquerschnitten dargestellt. Für Träger aus bis zu drei Querschnittsteilen sind die Lösungen in der DIN 1052 und im EC5 angegeben. Für den Träger aus zwei Querschnittsteilen ist beispielsweise in /6/ die Herleitung gezeigt.

In E DIN 1052 ist in Bild 6.5 ein dreiteiliger Querschnitt, der Typ A dargestellt. Die Steifigkeit $(EI)_{ef}$ kann berechnet werden, wenn die elastisch über $k_{1,3}$ angeschlossenen Querschnittsteile $EA_{1,3}$ durch die starr angeschlossenen Querschnittsteile $\gamma_{1,3} EA_{1,3}$ ersetzt werden (Bild 3.1-1). Für die Schwerpunktspannung der Teile 1 und 3 zählt nur der $\gamma_{1,3}$ -fache Querschnitt, für den Biegespannungsanteil jedoch das volle Trägheitsmoment. Dies funktioniert so nur für jeweils einen angeschlossenen Querschnittsteil. In /4/ ist diese Vorstellung für einen zweiteiligen Querschnitt angegeben.

Typ A nach E DIN 1052 Bild 6.5

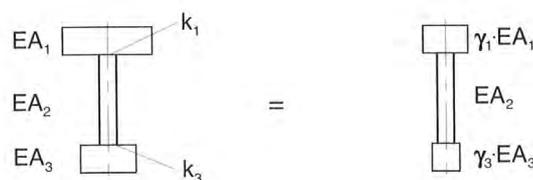


Bild 3.1-1 Querschnitt aus drei Teilen

Die Lösung für sinusförmige Lasten am gelenkig gelagerten Einfeldträger kann über die Fourierreihenentwicklung auch für andere Lasten verwendet werden. Dabei muss die zum Fourierreihenglied gehörender Trägerlänge verwendet werden.

Ausgehend von den Differentialgleichungen sind beispielsweise in /7/ noch Lösungen für Träger mit anderen Randbedingungen und Lasten angegeben.

3.2 Berechnung mit Programmen

Die Querschnittsteile werden als Biegeträger behandelt, die Schubverbindung wird durch die die einzelnen Träger verbindenden Fachwerkstäbe oder Biegestäbe beschrieben. Damit können nahezu beliebige Systeme und Einwirkungen berechnet werden /8/.

3.3 Schubanalogie

Für den Querschnitt aus zwei nachgiebig miteinander verbundenen Teilen können mit der „Schubanalogie“ die Differentialgleichungen des Problems angeschrieben werden. Für die Lösung bietet sich dann die Berechnung über zwei verbundene Träger an.

Bild 3.3-1 zeigt den Zusammenhang. Die Eigenbiegesteifigkeit der beiden Teile 1 und 2 wird dem Träger A zugeordnet. Die Steineranteile zur Biegesteifigkeit und die nachgiebige Schubverbindung werden dem Träger B zugeordnet. Beide Träger werden so gekoppelt, dass sie eine gemeinsame Biegelinie w erhalten (Bild 3.3-2). Die Verformung w teilt sich beim Träger B in eine Biegeverformung w_B und eine Schubverformung w_S auf. Dieser Sachverhalt gilt auch für Trägerroste oder Flächentragwerke.

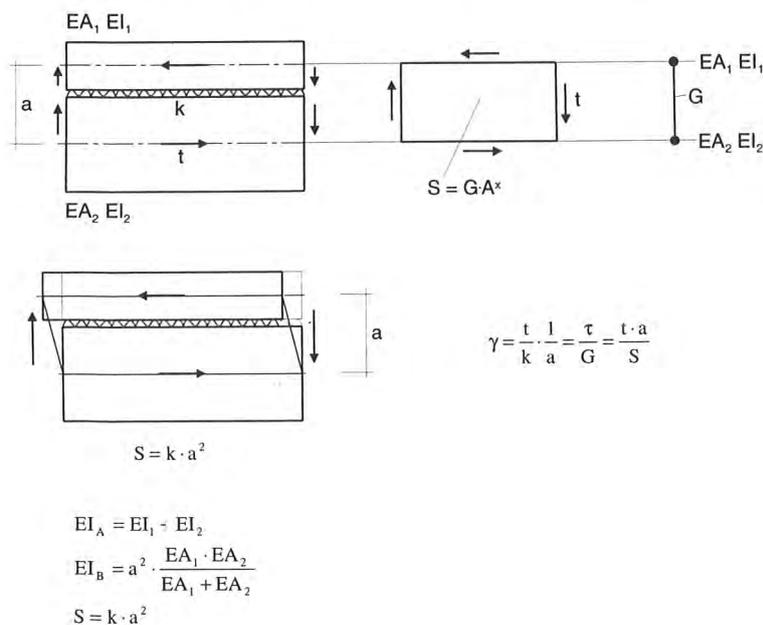


Bild 3.3-1 Schubanalogie

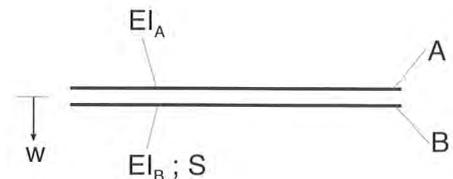


Bild 3.3-2 Träger A und B

Differentialgleichungen für die Träger A und B:

$$EI_A \cdot w_A'''' = p_A$$

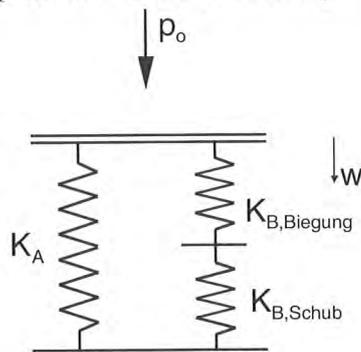
$$EI_B \cdot w_{B,Biegung}'''' = p_B$$

$$-S \cdot w_{B,Schub}'' = p_B$$

mit

$$w = w_B = w_{B,Biegung} + w_{B,Schub} \quad \text{und} \quad p = p_A + p_B$$

Für den gelenkig gelagerten Einfeldträger mit sinusförmiger Belastung ist auch die Biegelinie sinusförmig. Die Gleichungen liefern dann eine Feder für den Zusammenhang der Lastamplitude und der Durchbiegungsamplitude (Bild 3.3-3).



Träger A

Träger B

Bild 3.3-3 Parallel und hintereinander geschaltete Federn

$$w_{A,0} = \frac{p_{A0}}{K_A} \quad \text{mit} \quad K_A = \frac{\pi^4}{l^4} EI_A$$

$$w_{B,Biegung,0} = \frac{p_{B0}}{K_{B,Biegung}} \quad \text{mit} \quad K_{B,Biegung} = \frac{\pi^4}{l^4} EI_B$$

$$w_{B,Schub,0} = \frac{p_{B0}}{K_{B,Schub}} \quad \text{mit} \quad K_{B,Schub} = \frac{\pi^2}{l^2} S$$

Wird beachtet, dass die Biege- und Schubfedern des Trägers B hintereinander geschaltet sind und die Biegefeder des Trägers A dazu parallel, so folgt die Gesamtfeder für die Lastamplitude

$$K = K_A + \frac{1}{1/K_{B,Biegung} + 1/K_{B,Schub}} = \frac{\pi^4}{l^4} \cdot \left(EI_A + EI_B \cdot \frac{1}{1 + \frac{EI_B \pi^2}{S l^2}} \right)$$

Der Klammerausdruck entspricht der wirksamen Biegesteifigkeit der in der DIN angegebenen Lösung für den zweiteiligen Querschnitt.

Im Anhang F, E DIN 1052, sind die Formeln für mehrere nachgiebig miteinander verbundene Schichten angegeben. Für zwei Teile oder Schichten, auch bei drei symmetrisch zur Achse angeordneten Schichten, beschreibt die Schubanalogie das Tragverhalten genau, bei mehreren Schichten stellt sie eine Näherung dar: die Schwerpunktspannungen, aus dem Biegemoment des Trägers B berechnet, liegen auf einer Geraden, der Querschnitt bleibt nach der Technischen Biegetheorie eben!

Im Anhang F, E DIN 1052, geben Bild F.2 und die Gleichungen (F.41) und (F.43) die Schubsteifigkeit an. Für den zweiteiligen Querschnitt und unter Vernachlässigung der Schubverformung der Schichten selber ($G = 00$) stimmen die Gleichungen für die Schubsteifigkeit überein. (Beachte: $c = k$, im Bild F.2 zeigt z und damit w und t nach oben, im Bild 3.3-1 t und damit z und w nach unten)

$$\frac{1}{S} = \frac{1}{a^2} + \frac{1}{c}$$

Wird ein Träger aus n gleichen Schichten zusammengebaut, so gilt:

$$d = n \cdot d_i$$

$$EI_A = E \cdot \frac{b}{12} \cdot n \cdot \left(\frac{d}{n}\right)^3 = E \cdot \frac{bd^3}{12} \cdot \frac{1}{n^2}$$

$$EI_B = E \cdot \frac{bd^3}{12} - EI_A = E \cdot \frac{bd^3}{12} \left(1 - \frac{1}{n^2}\right)$$

$$S = \frac{a^2 c}{n - 1}$$

Bei mehreren Schichten kann der Träger A vernachlässigt werden.

Bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist darauf zu achten, dass die beiden Stäbe A und B gleiche Knicksicherheit aufweisen.

$$\frac{F_A}{F_{\text{crit,A}}} = \frac{F_B}{F_{\text{crit,B}}}$$

$$F = F_A + F_B$$

$$F_A = F \frac{F_{\text{crit,A}}}{F_{\text{crit}}} \quad F_B = F \frac{F_{\text{crit,B}}}{F_{\text{crit}}}$$

$$F_{\text{crit,A}} = \frac{\pi^2}{S^2} \cdot EI_A$$

$$\frac{1}{F_{\text{crit,B}}} = \frac{1}{\frac{\pi^2}{S^2} \cdot EI_B} + \frac{1}{S}$$

$$F_{\text{crit}} = F_{\text{crit,A}} + F_{\text{crit,B}}$$

Dies wird erreicht, wenn die Verbindungsknoten von A und B gleiche Verformungen in Stablängsrichtung aufweisen und wenn die Querschnittssteifigkeit EA entsprechend dem Verhältnis der kritischen Druckkräfte aufgeteilt wird.

$$EA_A = EA \frac{F_{\text{crit,A}}}{F_{\text{crit}}} \quad EA_B = EA \frac{F_{\text{crit,B}}}{F_{\text{crit}}}$$

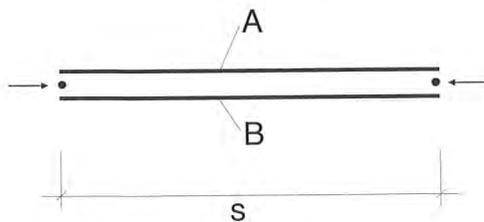


Bild 3.3-4 Druckstab

Anzumerken ist, dass bei bereichsweise fehlender Schubverbindung S gleich Null wird und dann der Trägerteil B keine Druckkraft mehr tragen kann!

4. Steifigkeitswerte und Schubübertragung

4.1 Allgemeines

In E DIN 1052 sind für die anzunehmenden Steifigkeiten folgende Angaben zu finden:

Abschnitt 6.4.1,	Gleichung (6.13)	$E_i = E_{\text{mean},i}$
Abschnitt 6.4.2,	Gleichung (6.17)	$K_u = 2 K_{\text{ser}}/3$
	Gleichung (6.22)	$K_i = 2/3 K_{i,\text{ser}}$

Für die Verteilung der Spannungen in einem statisch unbestimmten System kommt es auf das Verhältnis der Steifigkeiten der beteiligten Teile an. Es ist deshalb auch für einen Grenzzustand der Tragfähigkeit erlaubt, mit den Mittelwerten der Steifigkeiten zu rechnen. Der Faktor $2/3$ beim Verschiebungsmodul berücksichtigt das stark nichtlineare Verhalten der Verbindungsmittel. Für die Berechnung der Durchbiegungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit ist mit den Mittelwerten der Steifigkeiten zu rechnen, für den Verschiebungsmodul ist K_{ser} zu verwenden (E DIN 1052, Abschnitt 7.2 (1)).

Ist eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung erforderlich, so ist mit den 5%-Fraktile der Steifigkeitswerte, geteilt durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$ zu rechnen. Beim Verschiebungsmodul wird vom Mittelwert auf die 5%-Fraktile im gleichen Verhältnis wie beim Elastizitätsmodul abgemindert.

$$E = \frac{E_{05}}{\gamma_M}$$

$$K = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} \cdot \frac{E_{05}}{E_{mean}}$$

Elastizitäts- und Schubmodul sind im Anhang M zu E DIN 1052 angegeben. Im Anhang V, Tabelle V.1 sind Verschiebungsmodul für stiftförmige Verbindungsmittel und Dübel besonderer Bauart angegeben. Diese Werte beziehen sich auf eine Scherfuge und können deshalb für die obige Berechnung direkt verwendet werden.

Der Einfluss des Kriechens von der Zeit $t = 0$ bis zur Zeit $t = \infty$ darf vereinfachend durch die Abminderung der Steifigkeiten durch $1/(1+k_{def})$ erfasst werden. Für Holz und Holzwerkstoffe sind die k_{def} -Werte in Tabelle M.2, Anhang M angegeben.

Der Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels zwischen zwei Schichten wird ebenso abgemindert. Bei unterschiedlichen Kriecheigenschaften der verbundenen Teile wird das geometrische Mittel verwendet:

$$K_{\infty} = K_0 \cdot \frac{1}{\sqrt{(1+k_{def,1})(1+k_{def,2})}}$$

Bei der Schubverbindung in einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion ist der Verformungsanteil des Verbindungsmittels im Beton gegenüber dem im Holz gering. Daraus folgt: Der Verschiebungsmodul ist größer als in einer Holz-Holz Verbindung.

$$K_{Holz / Holz} < K_{Holz / Beton} < 2 \cdot K_{Holz / Holz}$$

Die Abminderung der Steifigkeit zur Berücksichtigung des Kriechens nur mit dem Verformungsbeiwert des am Beton angeschlossenen Holzes ist gerechtfertigt.

$$K_{\infty} = K_0 \cdot \frac{1}{1+k_{def}}$$

Querschnitte aus Brettern werden mit stiftförmigen Verbindungsmitteln verbunden. Es entsteht eine Art Brettschichtholzträger, bei dem die Klebeverbindung durch eine stiftförmige Verbindung – Nägel oder Schrauben – ersetzt wird. Dabei wird der Stift, zur Brettmitte gesehen, antimetrisch belastet. Bild 4.1-1 zeigt ein Tragmodell für einen Stift mit dem Durchmesser d in einer Schicht der Dicke d_i , an dem die Schubkraft mit dem Stiftabstand e angreift.

$$R = t e$$

Dem Schubfluss t entsprechend, greift R oben nach rechts wirkend und unten nach links wirkend an. Bei einer dicken Schicht, bei der die obere und die untere Beanspruchung sich gegenseitig nicht beeinflussen, gelten beispielsweise die Traglastmodelle nach E DIN 1052, Anhang V, Tabelle V.2. Bei dünnen Schichten gelten nach Bild 4.1-1 folgende Beziehungen.

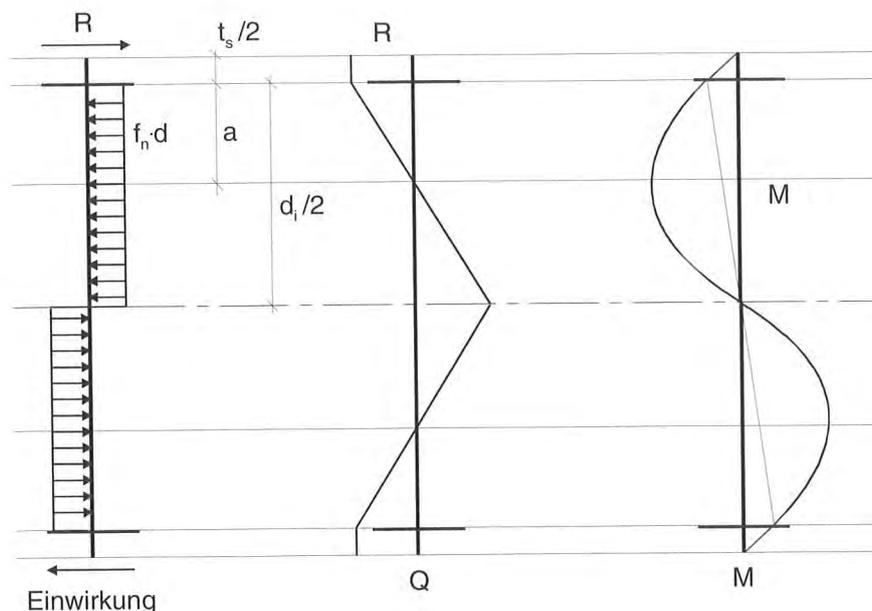


Bild 4.1-1 Antimetrisch beanspruchtes Verbindungsmittel

Gleichgewicht :

$$R = a \cdot f_h d \quad a = \frac{R}{f_h d}$$

Querkraftfläche im Bereich $t_s/2 + a$:

$$M = R \cdot (t_s/2 + a/2) = R \cdot \left(t_s/2 + \frac{R}{f_h d} / 2 \right)$$

Auflösung nach R :

$$R = \sqrt{2 \cdot M \cdot f_h d} \cdot \left(\pm \sqrt{1 + \frac{(t_s/2 \cdot f_h d)^2}{2 \cdot M \cdot f_h d}} - \frac{t_s/2 \cdot f_h d}{\sqrt{2 \cdot M \cdot f_h d}} \right)$$

Aus der Flächengleichheit der Querkraftlinie bis zur Mitte, dort ist das Biegemoment 0, folgen der Abstand a und die Randkraft R .

$$a = \frac{d_i^2}{4 \cdot (d_i + t_s)}$$

$$R = a \cdot f_h d = \frac{d_i^2}{4 \cdot (d_i + t_s)} \cdot f_h d$$

Beide Bedingungen sind einzuhalten, der kleinere Wert ist maßgebend.

4.2 Versuche

Besonders für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wurden zahlreiche Versuche über das Tagverhalten der Schubverbindung durchgeführt. Dabei wurden unterschiedliche Versuchskörper verwendet.

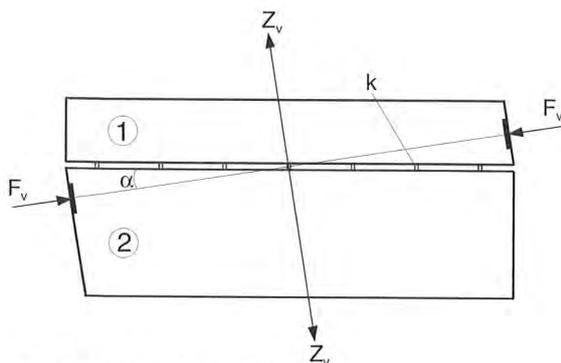


Bild 4.2-1 Versuchskörper

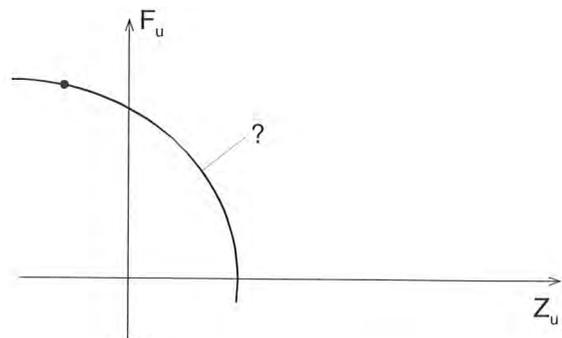
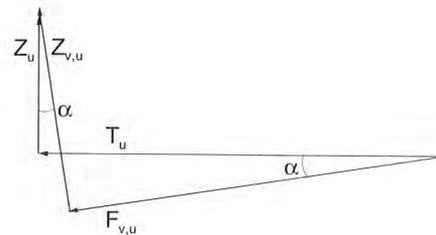


Bild 4.2-2 Schubkraft und Kraft rechtwinklig dazu

Eine Schwierigkeit besteht in der Auswertung, da meist durch den Versuchsaufbau gleichzeitig mit der Schubkraft auch eine Kraft rechtwinklig dazu wirkt. Diese Kraft kann die übertragbare Schubkraft wesentlich beeinflussen. Besonders die meist gleichzeitig wirkende Druckkraft führt zu einer Überschätzung der übertragbaren reinen Schubkraft. Ein Versuchskörper nach Bild 4.2-1 und eine Auswertung nach Bild 4.2-2 erscheinen notwendig.

4.3 Behandlung in Vorschriften

In der DIN 1052 und dem EC5 sind zusammengesetzte Bauteile bzw. Biegeträger aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen behandelt. Für Holz-Holz Verbindungen finden sich darin Angaben über Steifigkeit und übertragbare Kräfte. Holz-Beton Verbindungen sind derzeit nur in zwei Zulassungen geregelt:

Z-9.1-342	SFS-Verbundschrauben VB-48-7,5x100 als Verbindungsmittel für das SFS-Holz-Beton-Verbundsystem
Z-9.1-445	Timco II Schrauben VB-48-7,5x100 als Verbindungsmittel für das Timco-Holz-Beton-Verbundsystem

5. Beispiel

Als Beispiel für die Anwendung der Schubanalogie wird ein Einfeldträger mit Kragarm und Einzellast im Feld berechnet. Dieser Fall ist mit der analytischen Lösung nach DIN oder EC nicht mehr sinnvoll lösbar.

Systemangaben:

Träger A	$EI_A = 2,667 \text{ MN/m}^2$
Träger B	$EI_B = 8,0 \text{ MN/m}^2$
	$S = 200 \text{ MN}$
Feldlänge	$l = 15 \text{ m}$
Kragarm	$l = 5 \text{ m}$

Für die Berechnung wurde der Träger in 20 Abschnitte eingeteilt. Die Querkraftlinien sind deshalb abschnittsweise konstant und die Momentenlinien Polygonzüge.

Bild 5-1 zeigt das System, die Momentenlinien M , M_A und M_B , sowie die Querkraftlinien Q , Q_A und Q_B .

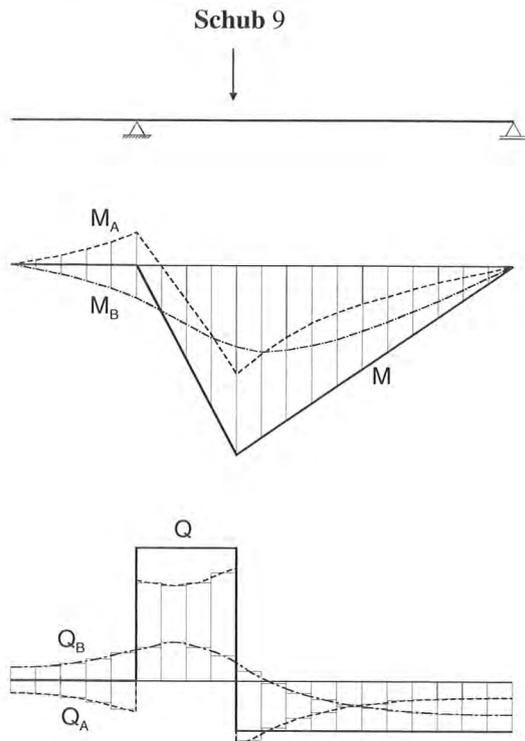


Bild 5-1 Einfeldträger mit Kragarm und Einzellast im Feld

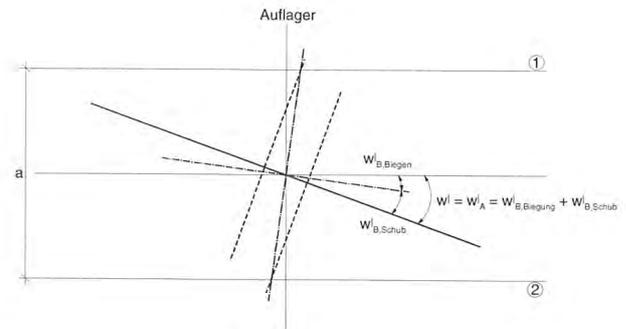


Bild 5-2 Verdrehung am Auflager

Anmerkungen zu den Querkraftlinien:

Die Biegelinie kann bei Vernachlässigung der Schubverformung im Träger A keinen Knick aufweisen. Das bedeutet, dass Querkraftsprünge infolge von Einzellasten oder Auflagerkräften im Trägerbereich nur der Träger A aufnehmen kann. Die Querkraft Q_B im Träger B verläuft kontinuierlich. Der Schubfluss

$$t = Q_B/a$$

in der Verbundfuge verläuft innerhalb der Trägerenden kontinuierlich ohne Sprünge. Beide Querkraftlinien zusammen, $Q_A + Q_B$, ergeben die resultierende Querkraft infolge der äußeren Belastung, bei diesem Beispiel die Querkraftlinie Q eines Einfeldträgers mit Einzellast. Der unbelastete Kragarm hat keinen Einfluss.

Anmerkung zu den Momentenlinien:

Die Summe der Momente M_A und M_B ergibt die Momentenlinie infolge einer Einzellast im Feld. Aus den zugehörigen Querkraftlinien folgt, dass die Spitzen in der Momentenlinie nur der Träger A haben kann. Die Einzelquerschnitte der Verbundkonstruktion übernehmen die Querkraftsprünge und Momentenspitzen.

Anmerkung zum Kragarm:

Da der Kragarm keine äußere Lasten hat, kann er nur innere Schnittgrößen aufweisen.

$$Q_B = - Q_A$$

$$M_B = - M_A$$

Am freien Trägerende verschieben sich die Querschnittsteile wegen der nachgiebigen Schubverbindung gegeneinander. Der angeschlossene Kragarm behindert dies. Eine Druckkraft D im oberen Teil und eine Zugkraft Z im unteren Teil

$$D = Z = M_B/a$$

stellt die Verträglichkeit her. Das Gleichgewicht des Kragarms wird durch M_A gesichert. Bild 5-2 zeigt die Neigungen der Biegelinien w_A und w_B . Der Schubfluss

$$t = S \cdot w'_{B, Schub} = Q_B / a$$

stellt die Verträglichkeit der Biegelinien des Kragarms her.

Über das Auflager eines Einfeldträgers hinausgeführte Kragarme übernehmen Schubkräfte und verstärken den Einfeldträger!

In /3/ ist ein Einfeldträger mit einer Einzellast in Trägermitte, in /4/ sind ebenfalls ein Einfeldträger mit Einzellast, aber unterbrochener Schubverbindung, sowie eine Platte behandelt.

6. Literatur

- /1/ Entwurf DIN 1052, Mai 2000, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, E DIN 1052:2000-05
- /2/ Platten, Scheiben und Schalen, ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme, Bauen mit Holz, 1/1999, Bruderverlag
- /3/ Kreuzinger, H.: Flächentragwerke; Platten, Scheiben und Schalen, Berechnungsmethoden und Beispiele. In: Informationsdienst Holz, Brücken aus Holz, Konstruieren-Berechnen-Ausführen, 1999, 42-60
- /4/ Kreuzinger, H.: Die Holz-Beton-Verbundbauweise. In: Informationsdienst Holz, Fachtagung Holzbau 1999-2000, Holzbau für das neue Jahrhundert, 70-83
- /5/ Schelling, W.: Zur Berechnung nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger aus beliebig vielen Einzelquerschnitten. In: Ehlbeck, J.; Steck, G. (Hrsg): Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis, Karlsruhe: Bruderverlag, 1982, 155-162
- /6/ Kreuzinger, H.: Träger und Stützen aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen. In: Arbeitsgemeinschaft Holz e.V. (Hrsg.): Step 1: Holzbauwerke nach Eurocode 5 - Bemessung und Baustoffe. 1. Aufl. Fachverlag Holz Düsseldorf, 1995, S. B11/1-B11/9.
- /7/ Heimeshoff, B.: Näherungsverfahren zur Berechnung von Einfeldträgern mit Kragarm und von Zweifeldträgern, die aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, im Ingenieurholzbau. Holz als Roh- und Werkstoff 49 (1991) 277-2285
- /8/ Kneidl, R.; Hartmann, H.: Träger mit nachgiebigem Verbund - Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen. In: Bauen mit Holz (1995) S. 285-290.

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 |

Verbindungen mit Nägeln und Schrauben

Bemessung nach E DIN 1052 und neuere Entwicklungen

Hans Joachim Blaß, Universität Karlsruhe

1 Einleitung

Die Bemessungsregeln für Verbindungen mit Nägeln und Schrauben im Entwurf der DIN 1052 vom Mai 2000 wurden gegenüber der Ausgabe 1988 der DIN 1052 grundsätzlich überarbeitet. In diesem Beitrag werden zunächst die Rechenregeln für die Bemessung von Nagelverbindungen und Holzschraubenverbindungen vorgestellt. Danach wird über neue Entwicklungen im Bereich Holzschrauben berichtet, durch die leistungsfähigere und wirtschaftlichere Holzverbindungen ermöglicht werden. Dies betrifft insbesondere Verbindungen mit Holzschrauben, die ohne Vorbohren in das Holz eingedreht werden und praktisch über die gesamte Schaftlänge ein Gewinde aufweisen. Diese Schrauben, die gegenwärtig bis zu einer Länge von 350 mm hergestellt werden, ermöglichen als geneigt oder gekreuzt angeordnete Schrauben neue Verbindungsarten, indem die hohe Tragfähigkeit der auf Zug oder Druck beanspruchten Schraube ausgenutzt wird. Darüber hinaus lassen sich diese Schrauben auch als Verstärkungen quer zur Faser, z.B. bei ausgeklinkten Trägerschrauben einsetzen.

2 Bemessung von Nagelverbindungen nach E DIN 1052

Der Bemessung von Nagelverbindungen, bei denen die Nägel auf Abscheren beansprucht werden, liegt die Johansen-Theorie für stiftförmige Verbindungsmittel zugrunde. Daher gelten für die Bemessung von Nagelverbindungen grundsätzlich die gleichen Regeln wie für andere stiftförmige Verbindungsmittel. Da Nägel in der Regel ein großes Verhältnis von Einschlagtiefe zu Nageldurchmesser aufweisen, wird meist der Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken pro Scherfuge maßgebend. Dies vereinfacht die Bemessung erheblich, da z. B. bei Holz-Holz-Verbindungen und einer Mindesteinschlagtiefe von $8d$ der charakteristische Wert der Tragfähigkeit wie folgt berechnet wird (E DIN 1052 10.5.2):

(4) Abweichend von Gleichung (10.3) darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Nagel für Verbindungen von Bauteilen aus Nadelholz angenommen werden zu:

$$R_k = \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (10.24)$$

Hierin darf für $f_{h,1,k}$ der größere Wert der Lochleibungsfestigkeiten der miteinander verbundenen Bauteile eingesetzt werden.

Die Mindestnagelabstände untereinander sowie vom Rand bzw. vom Hirnholzende entsprechen im wesentlichen den jetzigen Regeln der DIN 1052. Allerdings sind jetzt für Hölzer mit höherer Rohdichte größere Abstände erforderlich. Dies betrifft jedoch nicht die üblichen Bauteile aus Nadelvollholz oder BS-Holz, für die die Mindestnagelabstände nach Spalte 2 der Tabelle 10.3 gelten. Die Angaben zu den Mindestabständen berücksichtigen sämtliche Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung und sind daher eindeutiger als bisher.

Tabelle 10.3: Mindestnagelabstände

	1	2	3	4
		Nicht vorgebohrte Nagellöcher		Vorgebohrte Nagellöcher
		420 kg/m ³	420 < ρ _k < 500 kg/m ³	
1	a ₁	d < 5 mm: (5 + 5· cos α)·d d ≥ 5 mm: (5 + 7· cos α)·d	(7 + 8· cos α)·d	4 + 3· cos α ·d ¹⁾
2	a ₂	5·d	7·d	(3 + sin α)·d
3	a _{3,t}	(10 + 5 cos α)·d	(15 + 5 cos α)·d	(7 + 5 cos α)·d
4	a _{3,c}	10·d	15·d	7·d
5	a _{4,t}	(5 + 5 sin α)·d	(7 + 5 sin α)·d	(3 + 4 sin α)·d
6	a _{4,c}	5·d	7·d	3·d
¹⁾ Der Mindestabstand a ₁ darf bis auf (4 + cos α)·d verringert werden, wenn die Lochleibungsfestigkeit f _{h,k} mit dem Faktor $\sqrt{a_1 / (4 + 3 \cdot \cos \alpha) \cdot d}$ abgemindert wird.				

Für Holzwerkstoff-Holz-Nagelverbindungen und für Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen gilt ebenfalls eine vereinfachte Nachweisgleichung. Die Mindestdicken für die Holzwerkstoffe sind in Tabelle 10.4, diejenigen für Holz in Stahlblech-Holz-Verbindungen in Tabelle 10.5 angegeben. Werden die Mindestdicken unterschritten, sind die Tragfähigkeitswerte proportional zu verringern. Die Rechenregeln nach E DIN 1052 lauten (Abschnitt 10.5.3 und 10.5.4):

(6) Abweichend von Gleichung (10.3) darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Nagel für Verbindungen von Holzwerkstoffen und Bauteilen aus Nadelvollholz oder Brettschichtholz angenommen werden zu:

$$R_k = A \cdot \sqrt{2} \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d \tag{10.30}$$

Hierin bedeuten:

A Faktor nach **Tabelle 10.4**,

f_{h,1,k} charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Holzwerkstoffes.

(7) Abweichend von den Gleichungen (10.4) bis (10.6) dürfen die in Tabelle 10.4 angegebenen Mindestdicken t_{req} für Verbindungen zwischen Bauteilen aus Holzwerkstoffen und Nadelvollholz oder Brettschichtholz angenommen werden.

Tabelle 10.4: Werte des Faktors A in Gleichung (10.30) und der erforderlichen Holzwerkstoffdicken in Holzwerkstoff - Holz - Nagelverbindungen

	1	2	3	4
1	Holzwerkstoff	Faktor A in Gl.(10.30)	t _{req} für außen liegende Holzwerkstoffplatten (einschnittige Verbindung)	t _{req} für innen liegende Holzwerkstoffplatten (zweischchnittige Verbindung)
2	Baufurniersperrholz nach DIN 68705-3	0,9	6,5·d	5·d
3	Baufurniersperrholz nach DIN 68705-5	0,8	5·d	4·d
4	Kunstharzgebundene Holzspanplatten	0,8	6·d	5·d
5	Harte Holzfaserverplatten	0,7	5·d	4·d

Tabelle 10.5: Werte des Faktors A und der erforderlichen Holzdicken in Stahlblech - Holz - Nagelverbindungen

	1	2	3	4
1	Stahlblech (vorgebohrt)	Faktor A	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-d	10-d
3	Dünn und außen liegend	1,0	7-d	8-d

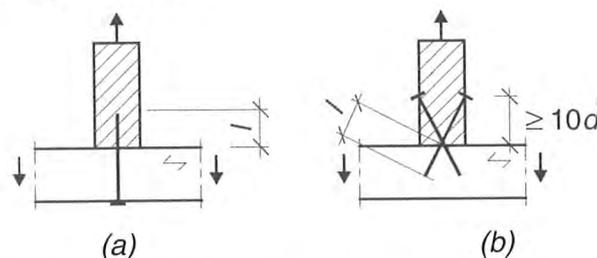
Bei einschnittigen Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen mit Sondernägeln der Tragfähigkeitsklasse 3 darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k um einen Anteil ΔR_k erhöht werden:

$$\Delta R_k = \min \begin{cases} 0,5 \cdot R_k \\ 0,25 \cdot R_{ax,k} \end{cases} \quad (10.32)$$

Hierin ist $R_{ax,k}$ der Auszieh Widerstand des Sondernagels. Diese Regel, die eine Erhöhung der Tragfähigkeit um bis zu 50 % ermöglicht, berücksichtigt die höhere Tragfähigkeit von Nägeln mit hohem Auszieh Widerstand bei einer Beanspruchung auf Abscheren.

Bei Stahlblech-Holz-Verbindungen gelten die 0,7-fachen Mindestnagelabstände von Holz-Holz-Verbindungen untereinander. Damit sind bei gleichem Durchmesser im Vergleich zu Holz-Holz-Verbindungen etwa doppelt so viele Nägel pro Fläche unter zu bringen. Wegen der oft unregelmäßigen Lochung von Stahlblechformteilen dürfen auch andere Nagelabstände gewählt werden, wenn sich dadurch die Anzahl der Nägel pro Anschlussfläche nicht erhöht.

Beim Nachweis auf Herausziehen beanspruchter Nägel ist sowohl der Widerstand des Schaftes gegen Herausziehen aus dem Holz als auch der Kopfdurchzieh Widerstand nachzuweisen. Hierzu muss jeder Sondernagel nicht nur wie bisher im Hinblick auf den Auszieh Widerstand, sondern auch im Hinblick auf den Kopfdurchzieh Widerstand eingestuft werden. Anstelle der Einstufungsscheine sollen mit dem Erscheinen der DIN 1052 als Weißdruck allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnisse ausgestellt werden, die die jeweiligen Tragfähigkeitsklassen der Sondernägel enthalten.

**Bild 10.7:** Nagelung rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes (a) und Schrägnagelung (b)

(5) Der charakteristische Wert des Auszieh Widerstandes von Nägeln bei Nagelung rechtwinklig zur Faserrichtung (siehe Bild 10.7a) und bei Schrägnagelung (siehe Bild 10.7b) darf wie folgt berechnet werden:

$$R_{ax,k} = \min \begin{cases} f_{1,k} \cdot d \cdot \ell \\ f_{2,k} \cdot d_k^2 \end{cases} \quad (10.36a,b)$$

Hierin bedeuten:

- $f_{1,k}$ charakteristischer Wert des Ausziehparameters,
- $f_{2,k}$ charakteristischer Wert des Kopfdurchziehparameters,
- d Nageldurchmesser,
- d_k Außendurchmesser des Nagelkopfes,
- ℓ Nageleinschlagtiefe (siehe **Bild 10.7**).

Für $f_{1,k}$ und $f_{2,k}$ dürfen die in Tabelle 10.7 angegebenen Werte in Rechnung gestellt werden.

(6) Mit der Gleichung (10.36a) wird das Herausziehen des Nagels aus dem Holzteil mit der Nagelspitze, mit der Gleichung (10.36b) das Durchziehen des Nagels durch das Holzteil mit dem Nagelkopf erfasst.

Tabelle 10.7: Charakteristische Werte für die Ausziehparameter $f_{1,k}$ und die Kopfdurchziehparameter $f_{2,k}$ in N/mm^2 für Nägel

	1	2	3	4
1	Nageltyp	$f_{1,k}$	Nageltyp	$f_{2,k}$
2	Glattschaftige Nägel	$18 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	Glattschaftige Nägel	$70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
3	Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse	$f_{1,k}$	Sondernägel der Tragfähigkeitsklasse	$f_{2,k}$
4	1	$30 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	A	$70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
5	2	$40 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	B	$100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
6	3	$50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	C	$130 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
Charakteristische Rohdichte ρ_k in kg/m^3 , jedoch höchstens $500 kg/m^3$				

3 Bemessung von Schraubenverbindungen nach E DIN 1052

Die Bemessung von Verbindungen mit Holzschrauben gelten sowohl für genormte Schrauben (z. B. nach DIN 95, DIN 96, DIN 97 oder DIN 571) als auch für selbstbohrende Holzschrauben nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung. Die Zulassungen sollen wie bei den Sondernägeln durch allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnisse abgelöst werden. Das Prüfzeugnis wird ebenfalls eine Einstufung der Schraube in eine Tragfähigkeitsklasse für das Herausziehen des Gewindes wie auch das Kopfdurchziehen enthalten. Außerdem wird im Prüfzeugnis die Zugfestigkeit der Schraube und das Fließmoment angegeben.

Die Bemessungsregeln für Schrauben bis zu einem Nenndurchmesser von 8 mm lehnen sich eng an diejenigen für Nägel an, für größere Durchmesser sind die Regeln für Stabdübelverbindungen sinngemäß anzuwenden. Die Erhöhung der Tragfähigkeit der auf Abscheren beanspruchten Schraube durch die Zugseilwirkung bei größeren Verformungen darf bis zu 100 % betragen (E DIN 1052 10.6):

(7) Bei einschnittigen Verbindungen mit Holzschrauben darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k nach Absatz (4) um einen Anteil ΔR_k erhöht werden.

$$\Delta R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} R_k \\ 0,25 \cdot R_{ax,k} \end{array} \right. \quad (10.34)$$

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 (10.38a) und für den Fall des Kopfdurchziehens nach Gleichung (10.38b), siehe Abschnitt 10.8.2. Bei Stahlblech - Holz - Schraubenverbindungen darf der Fall des Kopfdurchziehens unbeachtet bleiben.

Tabelle 10.8 enthält die Ausziehparameter und Kopfdurchziehparameter für Holzschrauben.

Tabelle 10.8: 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	$50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	A	$70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
3	2	$80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	B	$100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
4	3	$100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	C	$130 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
Charakteristische Rohdichte ρ_k in kg/m^3 , jedoch höchstens $500 kg/m^3$				

4 Neuere Entwicklungen mit selbstbohrenden Holzschrauben

Selbstbohrende Holzschrauben weisen rechnerisch die höchste Tragfähigkeit mechanischer Verbindungsmittel auf, die in Richtung der Verbindungsmittelachse belastet werden. Im Gegensatz zu Nägeln ist der Widerstand gegen Hineindrücken in das Holz der gleiche wie derjenige gegen Herausziehen. Daher können Holzschrauben sowohl auf Zug als auch auf Druck beansprucht werden. Neben der traditionellen Verwendung als stiftförmiges Verbindungsmittel, das auf Abscheren beansprucht wird, werden Schrauben daher vor allem bei Beanspruchung in Achsrichtung der Schraube eingesetzt. Inzwischen sind Schraubenlängen bis zu etwa 500 mm und Durchmesser bis zu 12 mm verfügbar. Werden die Schrauben unter einem Winkel von weniger als 90° zur Faserrichtung eingedreht, müssen für diese Winkel die Ausziehwiderstände durch Versuche bestimmt werden. Für Winkel von 90° bis 45° wurden für einige Schrauben bereits der Widerstand gegen Herausziehen bestimmt.

Der erste Vorschlag, eine Abschererverbindung mit geneigt angeordneten Schrauben auszuführen, stammt von U. Meierhofer von der EMPA in Dübendorf, Schweiz (Tests on Timber Concrete Composite Structural Elements, CIB-W18 paper 26-7-5, 1993). Meierhofer verbesserte damit die Wirksamkeit von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, da die geneigt angeordneten Schrauben eine wesentlich höhere Tragfähigkeit und Steifigkeit aufwiesen als Schrauben, die rechtwinklig zur Fuge eingeschraubt waren. Abb. 1 zeigt das Prinzip in einer Holz-Beton-Verbundung mit unter 45° zur Faser eingedrehten Schrauben.

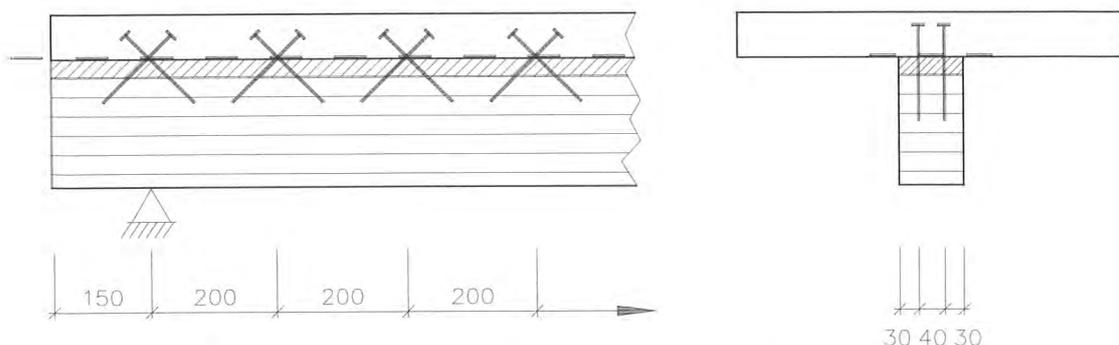


Abb. 1 Holz-Beton-Verbundung mit gekreuzten Schrauben

Das gleiche Prinzip lässt sich in einer Koppelfettenverbindung nutzen, in der Schrauben als zug- bzw. druckbeanspruchtes Verbindungsmittel wirken. (siehe Abb. 2). Da die Schrauben hier unter 90° zur Faserrichtung eingedreht werden, lassen sich sämtliche Vollgewindeschrauben verwenden, die allgemein bauaufsichtlich zugelassen sind.

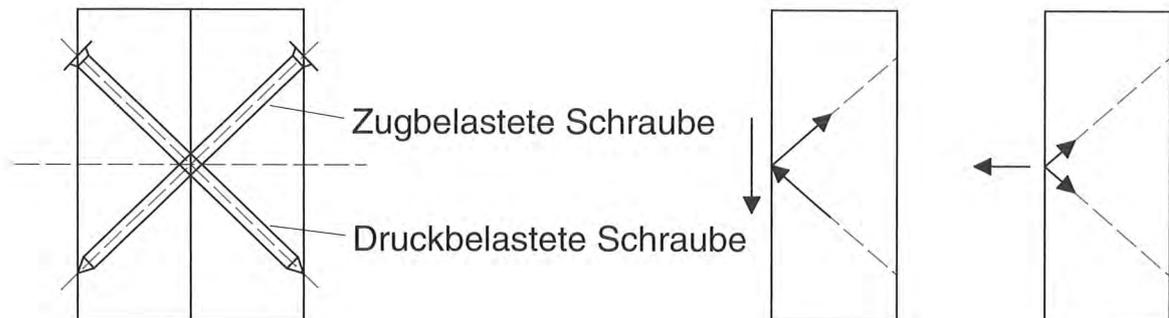


Abb. 2: Prinzip der Lastübertragung in Koppelfetten durch zug- und druckbeanspruchte Schrauben

Aufsparrendämmsysteme sind ein weiterer Anwendungsbereich für schräg zur Faserrichtung des Holzes angeordnete Schrauben (siehe Abb. 3). Durch die Zugbeanspruchung in der Schraube und die Druckbeanspruchung in der Wärmedämmschicht, die für diese Lösung druckfest sein muss, lässt sich der Dachschub über eine Fachwerkwirkung aufnehmen. Dies wird mit zunehmenden Dämmstoffdicken immer wichtiger, da die Tragfähigkeit auf Abscheren beanspruchter Verbindungsmittel wegen der großen Biegebeanspruchung hier sehr gering ist.

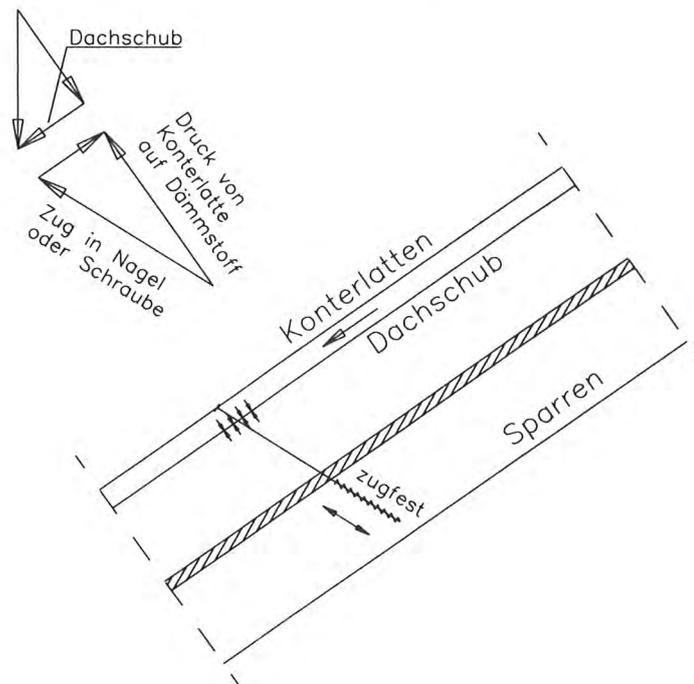


Abb. 3: Prinzip der Aufnahme des Dachschubs durch zugbeanspruchte Schrauben

Die Entwicklungen in der automatisierten Bearbeitung von Holzbauteilen durch computergesteuerte Abbundmaschinen ermöglichen eine Renaissance der früheren zimmermannsmäßigen Holzverbindungen, die grundsätzlich ohne Stahlteile auskommen. Beispiele hierfür sind der Nebenträger-Hauptträger-Anschluß mit Zapfen oder Schwalbenschwanz (siehe Abb. 4).

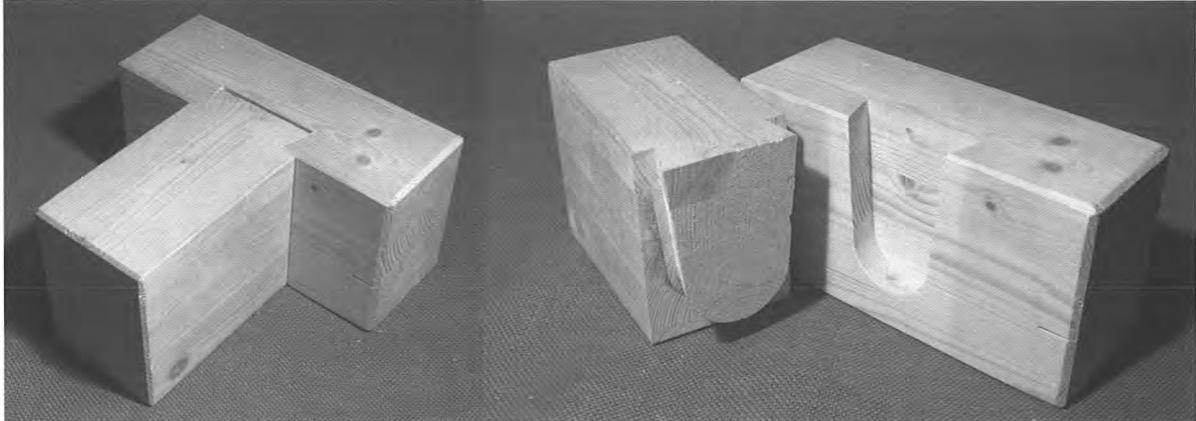


Abb. 4: Nebenträger-Hauptträger-Anschluß mit Schwalbenschwanz

Da diese Verbindungen vergleichsweise große Verformungen unter Gebrauchslasten aufweisen, bietet sich auch hier die Verstärkung durch schräg angeordnete Schrauben mit durchgehendem Gewinde (siehe Abb. 5) an. Voraussetzung für diese Art des Anschlusses sind auch hier Tragfähigkeitswerte für Schrauben, die unter 45° zur Faser eingeschraubt und auf Herausziehen beansprucht sind. Abb. 6 und Abb. 7 zeigen das Last-Verschiebungs-Verhalten einer Schwalbenschwanzverbindung nach Abb. 4 im Vergleich zum Verhalten einer Verbindung mit gekreuzt angeordneten Schrauben.

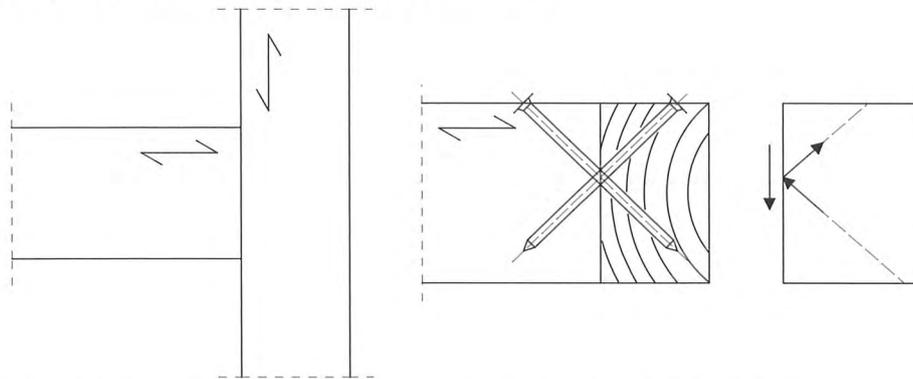


Abb. 5: Nebenträger-Hauptträger-Anschluß mit gekreuzten Schrauben

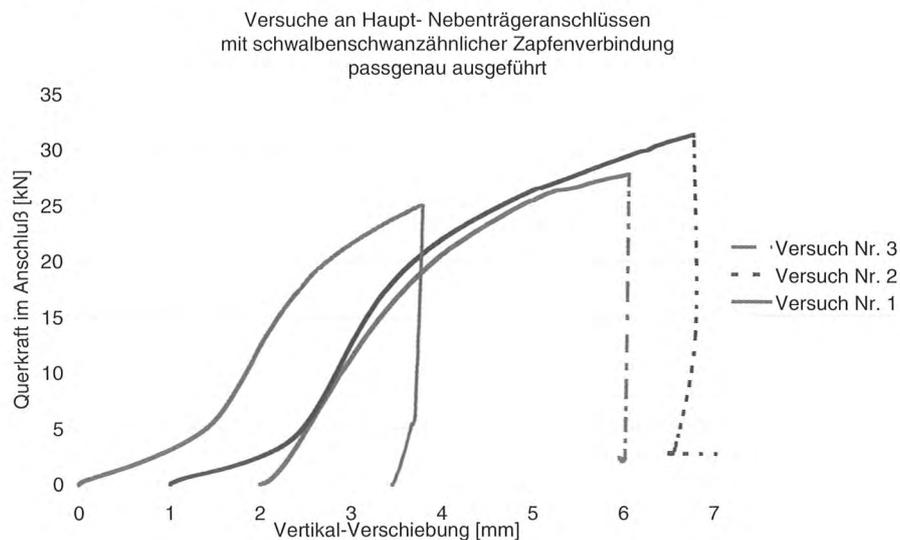


Abb. 6: Last-Verschiebungs-Verhalten von Schwalbenschwanz-Verbindungen

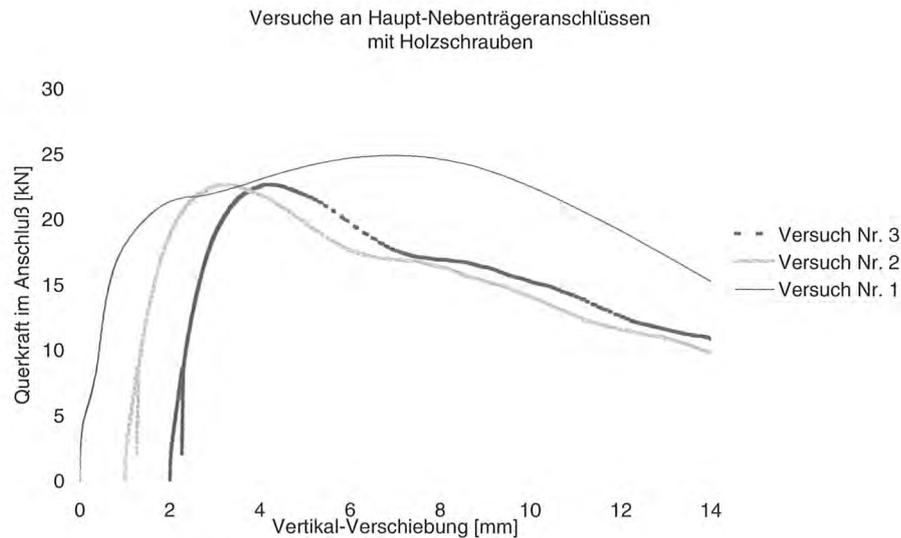


Abb. 7: Last-Verschiebungs-Verhalten von Verbindungen mit gekreuzten Schrauben

Das gleiche Wirkungsprinzip –Schwalbenschwanzverbindung als Montagehilfe und Aufnahme der Kräfte im wesentlichen über geneigte Schrauben – wird in Verbindungen mit der Hoffmann Schwalbe genutzt.

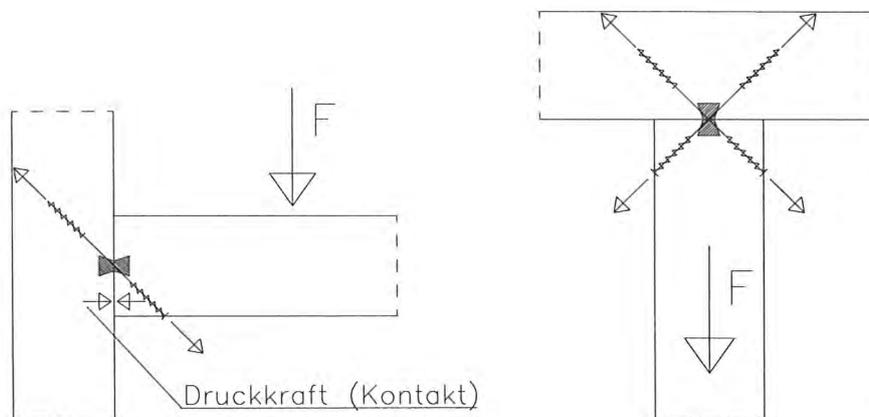


Abb. 8: Geneigt angeordnete (links) und gekreuzte Schrauben zur Aufnahme von Querkraften und Zugkräften

Vollgewindeschrauben ab etwa 200 mm Länge können als wirtschaftliche Möglichkeit der Verstärkung von ausgeklinkten Trägereuflägern, Durchbrüchen oder Queranschlüssen dienen. Darüber hinaus sind auch Querdruckverstärkungen an Trägereuflägern möglich, da Schrauben anders als Sondernägeln gegen Eindrücken ins Holz den gleichen Widerstand aufweisen wie gegen Herausziehen aus dem Holz. Die dazu benötigten Schraubenlängen und Durchmesser bedeuten allerdings einen erhöhten Eindrehwiderstand, wenn ohne Vorbohren gearbeitet werden soll. Hier sind Weiterentwicklungen notwendig, die den Eindrehwiderstand verringern. Möglichkeiten sind Gleitbeschichtungen, ein Wellenschliff am Beginn des Schraubengewindes, eingesetzte oder angeformte Bohrspitzen oder eine Kombination dieser Maßnahmen.

Schließlich lassen sich auch viele Verbindungen, die heute noch mit auf Abscheren beanspruchten mechanischen Verbindungsmitteln ausgeführt werden, sehr viel wirtschaftlicher mit geneigt angeordneten Vollgewindeschrauben ausführen. Ein Beispiel eines einfachen Laschenstoßes ist in Abb. 9 dargestellt. Diese Art der Verbindung lässt sich bereits heute mit

allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Schrauben ausführen, wenn die Schrauben wie beim Anschluss von Kräften rechtwinklig zur Bauteilachse auch rechtwinklig zur Faser eingedreht werden. Darüber hinaus sollten Tragfähigkeitswerte zumindest auch für Winkel zwischen Schraubenachse und Holzfaserrichtung bis zu 45° ermittelt werden.

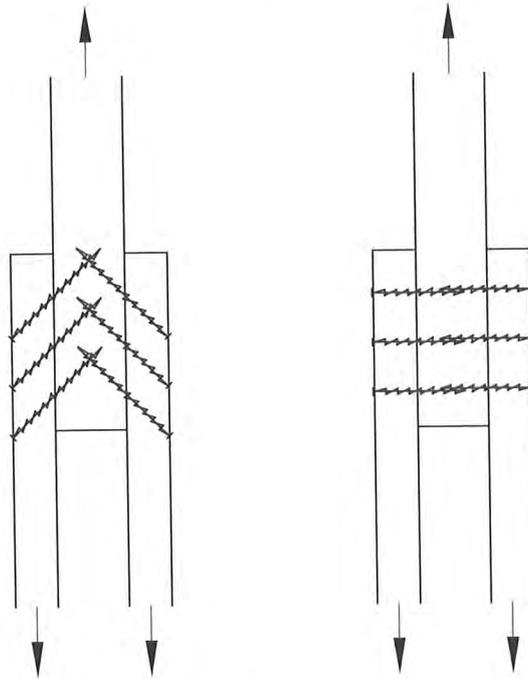


Abb. 9: Geneigt (links) und rechtwinklig zur Fuge angeordnete Schrauben zur Aufnahme von Zugkräften in einem Laschenstoß

Prof. Dr.-Ing. Achim Irle

FH Wiesbaden
Fachbereich Bauingenieurwesen
Kurt-Schumacher-Ring 18
65195 Wiesbaden
Tel.: 0611/9495-455 (Sekt.: -451)
Fax: 0611/9495-490



Büro und privat:
Spessartring 7
64409 Messel
Tel.: 06159/5162
Fax: 06159/1646
e-Mail: achim.irle@t-online.de

- | | |
|-------------|--|
| 1944 | Geboren und aufgewachsen in Oberholzklau
Kreis Siegen |
| 1958 – 1963 | Maurerlehre und Gesellentätigkeit als Maurer |
| 1960 – 1963 | Fachschulreife über Abendschule |
| 1963 – 1966 | Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen in Siegen,
Fachrichtung Wasserwirtschaft und Wasserbau |
| 1966 – 1971 | Technische Hochschule Darmstadt, Studium
Bauingenieurwesen, Fachrichtung konstruktiver
Ingenieurbau |
| 1971 – 1973 | Freier Doktorand, Dissertation zum Thema: „Zum
vereinfachten Stabilitätsnachweis ebener
Stahlbetonrahmen“ |
| 1973 – 1985 | Technischer Angestellter in der Technischen Abtei-
lung der Ph. Holzmann AG in Frankfurt, Techni-
scher Projektleiter zahlreicher Bauaufgaben im In-
und Ausland |
| 1985 | Professor für Baustatik und Stahlbetonbau an der
FH Wiesbaden, umfangreich als Gutachter tätig.
Seit 1998 ö.b.u.v. Sachverständiger für Massivbau
und Treppenbau. |

Wirklichkeitsnahe Abbildung von komplexen Tragwerken in Rechenmodellen am Beispiel Holztreppen

Prof. Dr.-Ing. Achim Irle, Wiesbaden

1. Einleitung

In der Bundesrepublik Deutschland werden jährlich ca. 500.000 Treppen von ca. 3000 Herstellern gefertigt. Der Jahresumsatz beträgt annähernd 1,4 Mrd. DM. Wie andere Wirtschaftsbereiche steht der Treppenbau unter einem enormen Kostendruck mit heftigem Verdrängungswettbewerb. Es werden viele Konkurse registriert und somit stellt sich ein gewisser Konzentrationsprozeß ein. Eine Folge des Marktgeschehens ist die Entwicklung verschiedenster Treppenbausätze, die z. T. industriell gefertigt werden, preiswert und trotzdem gut sind.

2. Übersicht über die Entwicklung im Treppenbau

Seit Jahrhunderten werden Treppen als *gestemmte Wangentreppen* (Bild 1) oder *Treppen mit aufgesattelten Stufen* (Bild 2) gefertigt.



Bild 1 Gestemmte Wangentreppe

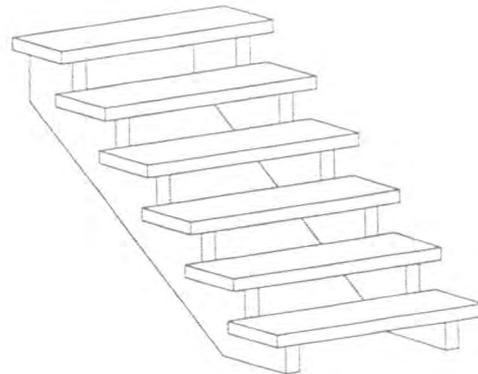


Bild 2 Treppe mit aufgesattelten Trittstufen

Für solche Treppen, im Sprachgebrauch oft als „zimmermannsmäßig hergestellte Treppen“ bezeichnet, wird in der Regel kein statischer Nachweis verlangt. Oft wurde jedoch darüber gestritten, wie weit der Geltungsbereich solcher Treppen zu sehen ist. Diese Frage wurde schließlich 1998 beantwortet durch das „Regelwerk Holztreppenbau“, welches zunächst nur für Laubhölzer galt, jedoch 1999 für den Geltungsbereich Nadelhölzer erweitert wurde.

Treppen, die gemäß Regelwerk gefertigt und eingebaut werden, benötigen keine weitere statische Berechnung. Bei Abweichungen ist nicht zwingend eine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich, jedoch ein Nachweis der Tragfähigkeit.

In der Zeit um 1960 kamen die ersten *Tragbolzentreppen* auf den Markt. Diese Treppen bestehen aus einzelnen Trittstufen, welche in der Wand torsionsfest aber biegeweich eingelassen werden. Ohne die Tragbolzen würden die Einzelstufen gedanklich wie an einem Schaniergelenk herunterklappen. Diese Treppen tragen durch die Torsionsfestigkeit des Stufenmaterials. Bild 3 zeigt das Prinzip der WE-1 Treppe (WE-1 = wandeingebunden mit einem Bolzen).

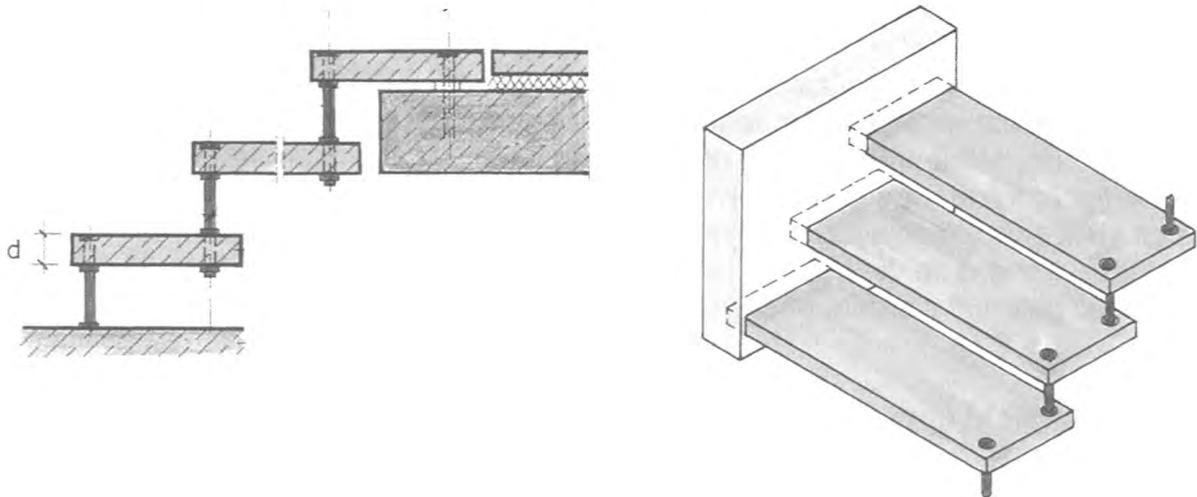


Bild 3 Prinzip der WE-1 Treppe

Im Holztreppebau kommt ein Variante der WE-1-Treppe zur Anwendung. Anstelle der Wand wird eine tragende Wange ausgebildet. Diese übernimmt den vertikalen Lastabtrag und die Torsion aus den Trittstufen.

Als Fortentwicklung der WE-1-Treppe entstand die WF-2-Treppe (WF-2 = wandfrei mit 2 Bolzen). Hier wird jede Stufe auf einem Wandanker aufgelagert. Die Stufen sind mit zwei Bolzen verbunden (Bild 4).

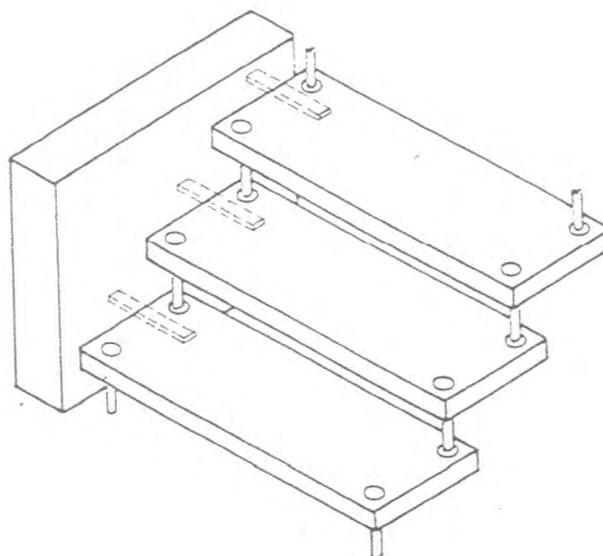


Bild 4 WF – 2 – Treppe

WE-1- und WF-2-Treppe sind nach DIN 18069 genormt. Werden sie aus „geregeltem Material“ hergestellt, so bedürfen sie keiner bauaufsichtlichen Zulassung. Will man den Werkstoff Holz verwenden, so benötigt man zur wirtschaftlichen Herstellung die besseren Materialkennwerte ausgesuchter Hölzer und ist damit auf Materialprüfungen und eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung angewiesen. Die Berechnung der Treppen kann nach den in der Literatur angegebenen Verfahren [2] und [3] erfolgen.

Bei der WE-1- und WF-2-Treppe sind zahlreiche Varianten möglich. Wandseitig können Doppelbolzen angeordnet werden. Dies läßt für Abschnitte von ca. 1,0 m bis 1,2 m das Entfallen von Wandankern und wandfreies Überbrücken von Öffnungen zu. Die Wandanbindung über zwei Wandanker ohne Bolzen ist ebenfalls möglich.

Im Trend liegt derzeit die sogenannte *Faltwerktreppe*. In der Zeitschrift „Architektur und Wohnen“ wurde sie im Heft März 2000 im Titelbild vorgestellt. Bei der Faltwerktreppe sind Tritt- und Setzstufen schubsteif miteinander verbunden. Der vertikale Lastabtrag erfolgt über die Wange (Bild 5).

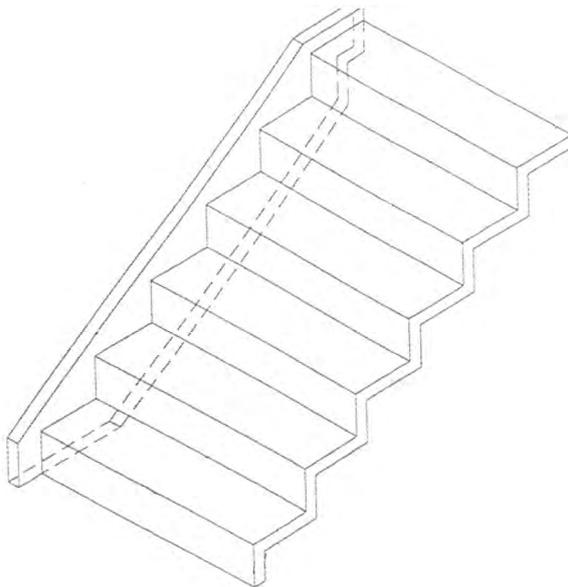


Bild 5 Faltwerktreppe

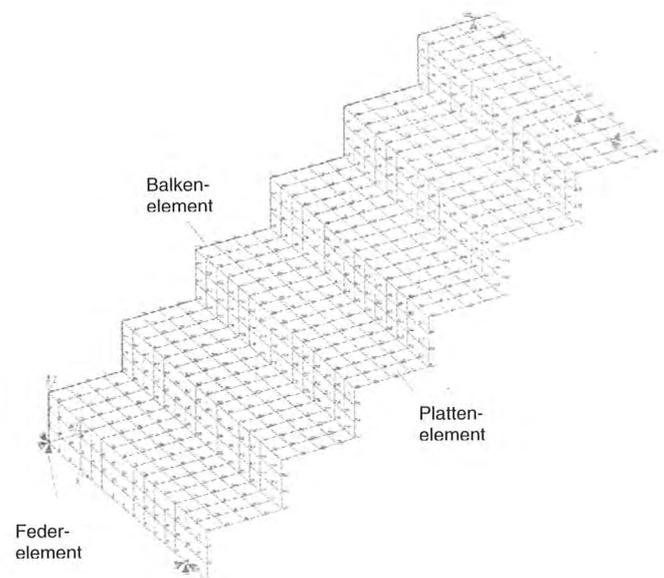


Bild 6 Berechnungsmodell

Die Berechnung der Faltwerktreppe ist aufwendig. Man benötigt hierzu ein geeignetes FEM – Programm. Bild 6 zeigt die Systemmodellierung. In [4] ist weiteres über Faltwerktreppen berichtet.

Die *Mittelholmtreppe* (Bild 7) nimmt eine gewisse Sonderstellung ein.

Die *Mittelholmtreppe* (Bild 7) nimmt eine gewisse Sonderstellung ein.

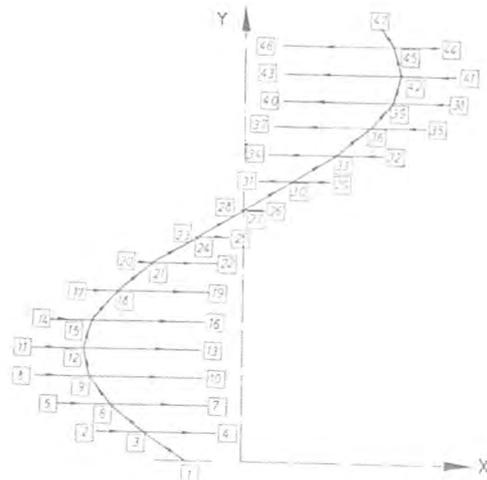


Bild 7 Mittelholmtreppe

Bild 8 Berechnungsmodell

Tragendes Element ist ein räumlich gekrümmter Holm, unter dessen Furnier Stahlbänder angeordnet werden. Der Blockfuß bildet einen biegesteifen Anschluß an den Boden. In [5] ist über Konstruktion und Berechnung berichtet. Der statische Nachweis und der Schwingungsnachweis erfolgt in der Regel an einem 3-D - Rechenmodell (Bild 8).

Schließlich sind die *Spindeltreppen* noch aufzuführen (siehe Bild 9). Bei ihnen erfolgt der vertikale Lastabtrag über die Spindel, in welche sich die auskragenden Stufen einspannen. Werden die Stufen nicht durch Bolzen untereinander verbunden, so läßt sich eine statische Berechnung relativ leicht nach [6] ausführen. Bei einer Verbindung der Stufen durch Bolzen ist der Nachweis mittels einer 3 - D - Rahmenberechnung erforderlich. Besondere Beachtung verdient bei Spindeltreppen die ggf. erforderliche Vorspannung der Spindel. Wegen der zeitabhängigen Verformung von vorgespanntem Holz (Kriechen) läßt die Vorspannung im Laufe der Zeit nach. Um ein Nachspannen zu vermeiden, müssen ggf. Tellerfedern eingebaut werden.

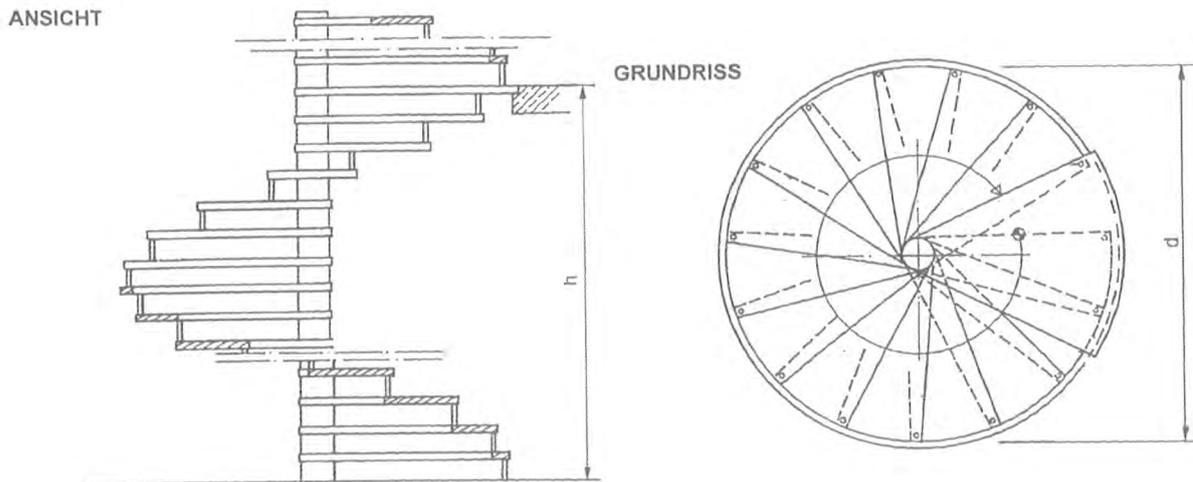


Bild 9 Spindeltreppe

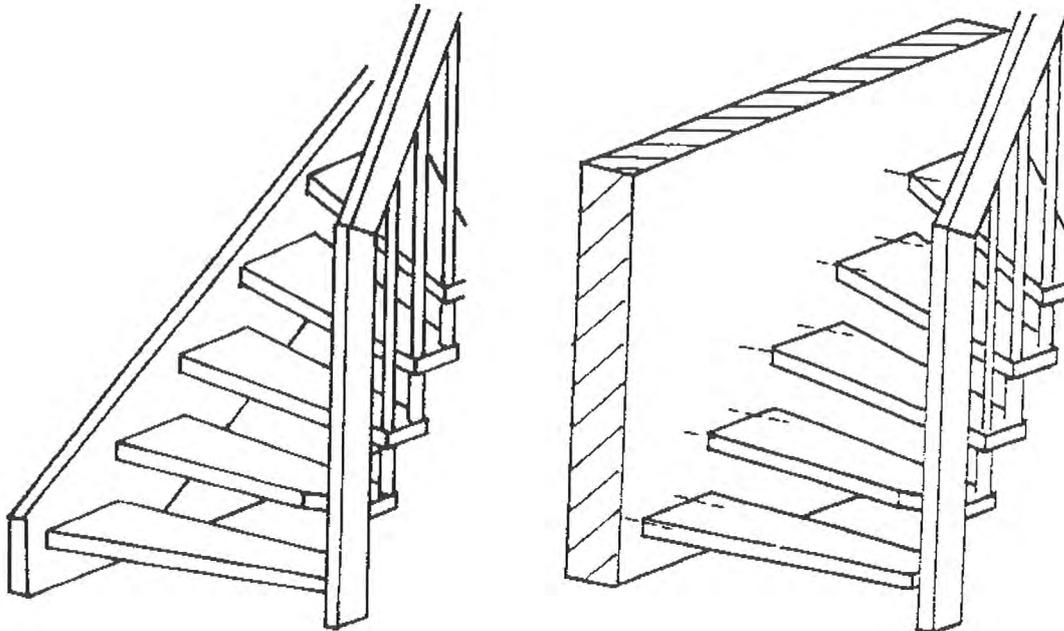
Die *Raumspartreppe*, auch Samba – Treppe genannt, soll nur am Rande erwähnt werden.

3. Prinzip der geländertragenden Treppe

Von zunehmender Wichtigkeit ist jedoch seit einigen Jahren die *geländertragende Treppe* geworden. Aus diesem Grund soll über diese Treppe an dieser Stelle ausführlich die Berechnung und das zugehörige Versuchsprogramm erörtert werden. WE-1- und WF-2-Treppen benötigen eine Trittsfendicke von ca. 70 bis 80 mm. Maßgebendes Bemessungskriterium ist dabei die zulässige Durchbiegung. Diese wird im Zulassungsverfahren auf das Maß $1/200$ der Lauflänge festgesetzt. Beim Einhalten dieser Durchbiegungsbeschränkung besteht in der Regel keine Gefahr, die Treppe zu störenden Schwingungen anzuregen. Über genauere Untersuchungen wird in [7] berichtet. Die Leitlinie für europäische technische Zulassungen (ETAG) für vorgefertigte Treppen fordert eine Begrenzung der Eigenfrequenz auf den Wert $f \geq 5,0$ Hz.

Wird der Handlauf einer Treppe als tragender Rahmen ausgebildet und die Trittsufen über die Geländerstäbe in diesen Rahmen aufgehängt, so vermindert sich die Torsionsspannung erheblich. Die Stufendicke kann bis auf das Maß 40 bis 45 mm vermindert werden. Dabei wird ein Handlaufquerschnitt von ca. 45 x 160 mm benötigt. Trotz dieser verminderten Abmessungen ist eine solche Treppe ausgesprochen steif und schwingungsunempfindlich. Die wandseitige Auflagerung der Stufen kann in einer gestemmt Holzwanne erfolgen (Bild 10a). Oft verwendet man auch aus den Stufen auskragende Stahlbolzen, welche direkt in die Wand

einbinden (Bild 10b). Eine auf den Bolzen aufgezogene Gummihülse ergibt eine deutliche Trittschallverbesserung ohne eine unzulässige Erhöhung der Durchbiegung.



a) Treppe mit Wandwange

b) Treppe mit Bolzenlagerung

Bild 10 Prinzip der geländertragenden Treppe

Die Vorteile der geländertragenden Treppe können nur mit einem erheblichen Aufwand an Ingenieurleistung erkaufte werden. Zur Erlangung der notwendigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung eines solchen Treppensystems sind zunächst zahlreiche Materialuntersuchungen erforderlich. Während sich die WE-1 - und die WF-2-Treppe noch hinreichend genau als ebenes Tragwerk (Trägerrostmodell) abbilden lassen, erschließt sich das Tragverhalten der geländertragenden Treppe nur einer räumlichen Analyse.

4. Materialprüfungen zur geländertragenden Treppe

Analog zu den Tragbolzentreppen wird die Biege- und Torsionsfestigkeit, sowie der E - und G - Modul benötigt. Die Biegeprüfung erfolgt in einer Versuchsvorrichtung gemäß Bild 11.

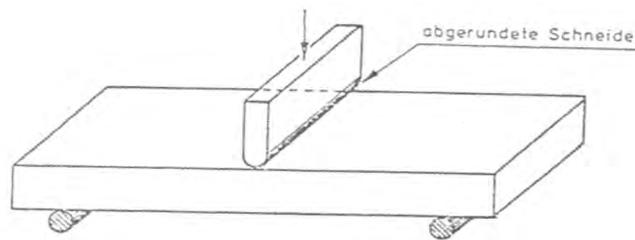


Bild 11 Biegeprüfung der Trittstufen

Bei ausgesuchten Laubhölzern erreicht man Biegefestigkeiten von über 100 N/mm^2 . In den Zulassungen werden bis zu 20 N/mm^2 Biegespannung zugelassen.

Bild 12 zeigt eine Torsionsprüfeinrichtung.

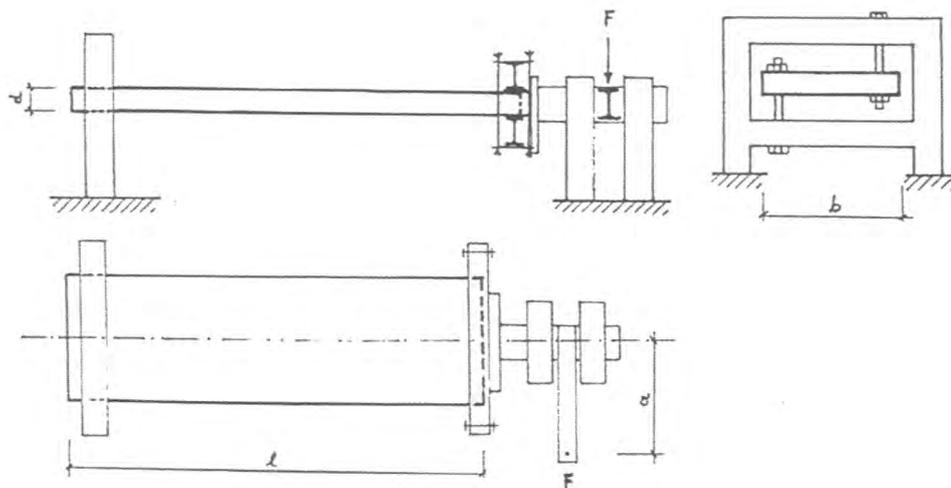


Bild 12 Beispiel einer Versuchseinrichtung für Torsionsversuche

Zulässige Torsionsspannungen in einschlägigen Zulassungen betragen bis $4,5 \text{ N/mm}^2$.

Die Ausführung der Wandanker bestimmt in der Regel die Stufendicke. Eine Prüfung der Festigkeit erfolgt in der Versuchseinrichtung gemäß Bild 13.

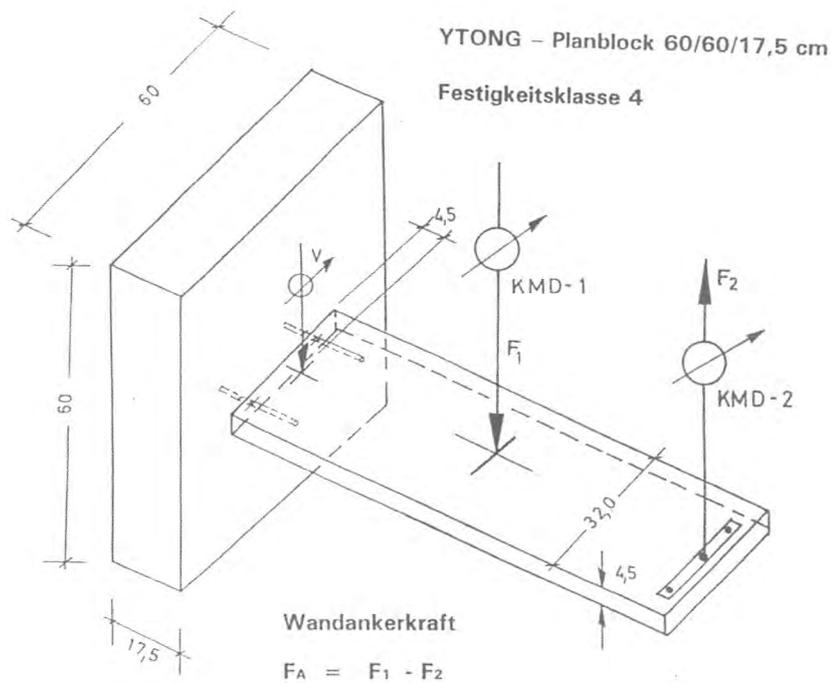


Bild 13 Bruchprüfung der Wandanker

Ein einzelner Wandanker muß die Belastung aus dem Lastfall Eigengewicht + Einzellast 1,5 kN mit dreifacher Sicherheit ertragen. Aus der gemessenen Wandankerverformung läßt sich eine Federkonstante für die statische Berechnung bestimmen.

Die Handlauf – Pfosten – Verbindung, entweder geschraubt oder als Keilzinkenverbindung ausgeführt, muß die Momentenbeanspruchung aufnehmen können. Die Festigkeit wird in einer Vorrichtung gemäß Bild 14 geprüft.

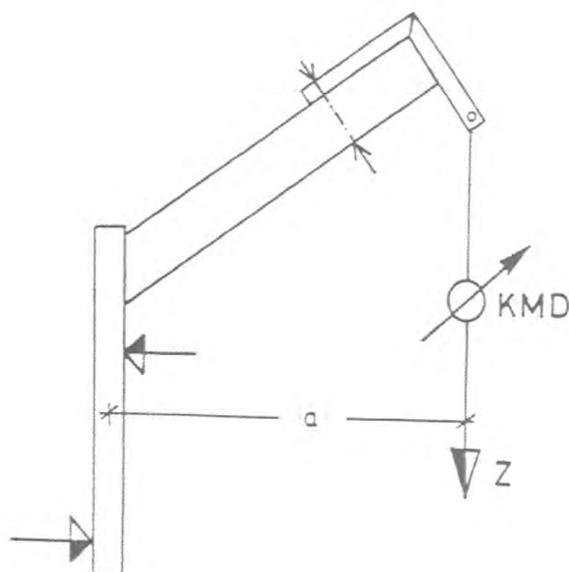


Bild 14 Prüfung des Pfosten – Handlauf – Anschlusses

Sehr umfangreich gestaltet sich die Prüfung der Eckverbindung, die in der Regel als Schraubverbindung hergestellt wird. Die Handlaufecke unterliegt einer räumlichen Momentenbeanspruchung (siehe Bild 15). Neben den Hauptmomenten benötigt man eine Aussage über die Tragfähigkeit mehrachsiger Beanspruchung. Die Tabelle in Bild 16 zeigt ein mögliches Versuchsschema.

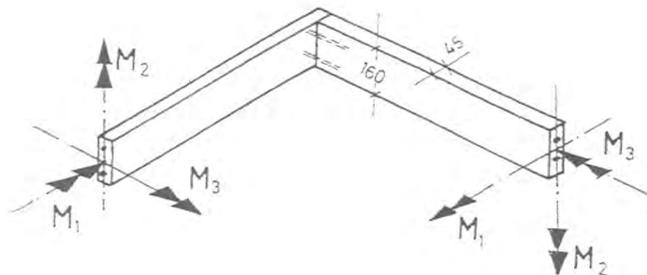


Bild 15 Räumliche Momentenbeanspruchung der Handlaufecke

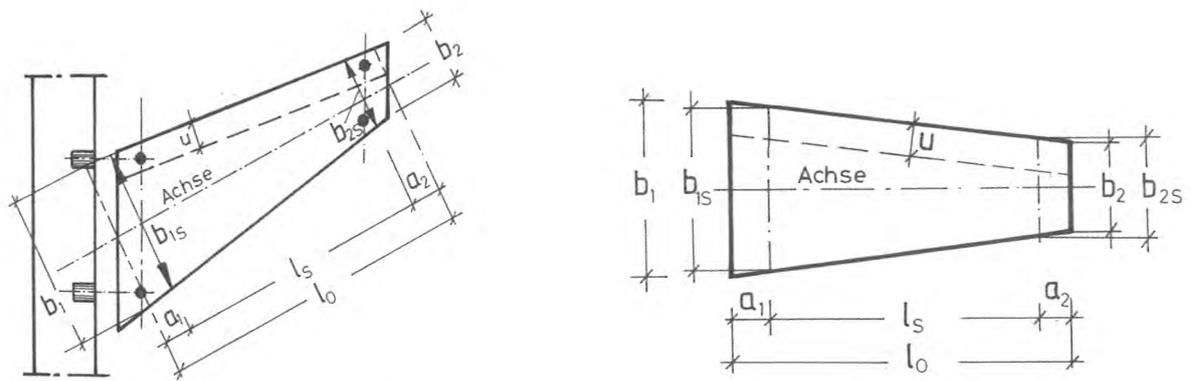
M_1	M_2	M_3
X	0	0
0	X	0
0	0	X
$0,5M_{1,U}$	X	0
X	$0,5M_{2,U}$	0
0	X	$0,5M_{3,U}$
0	$0,5M_{2,U}$	X

Bild 16 Versuchsschema (x = Beanspruchung bis zum Bruch)

Weitere Versuche sind Ausziehversuche der Verbindungsmittel aus Holm und Geländerstab.

5. Die statische Berechnung

Nach dem Vorliegen der Materialkennwerte kann die statische Berechnung erfolgen. Bei den Tragbolzentreppen nach DIN 18069 lassen sich die Systeme noch als ebene Tragwerke abbilden. Dies ist bei der geländertragenden Treppe nicht mehr möglich. Das System läßt sich realitätsnah nur noch als räumliches System berechnen. Einen Anhalt für die Systemerfassung bietet der Beitrag [3] des Schrifttums. Danach wird zunächst die Belastung idealisiert, wie in Bild 17 angegeben.



wirkliches System

Ersatzsystem

Bild 17 Belastungsidealisierung

Nach Ermittlung der Belastungsordinaten hat eine Einzelstufe die Systemidealisierung nach Bild 18

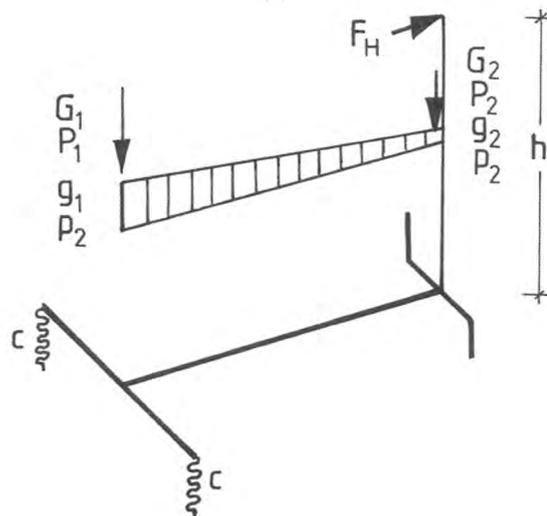


Bild 18 Idealisierte Stufe

Nach Bild 17 ergibt sich mit $g_0 = \text{Stufendicke} \times \text{Wichte}$

Lastfall 1

$$g_1 = b_{s1} \times g_0 \text{ [kN/m]} \quad (1)$$

$$g_2 = b_{s2} \times g_0 \text{ [kN/m]} \quad (2)$$

$$G_1 \approx (b_1 + b_{s1}) \times 0,5 \times a_1 \times g_0 \text{ [kN]} \quad (3)$$

$$G_2 \approx (b_2 + b_{s2}) \times 0,5 \times a_2 \times g_0 \text{ [kN]} \quad (4)$$

Lastfall p (3,5 kN/m² für Wohngebäude)

$$p_1 = (b_{s1} - u) \times p \quad \text{[kN/m]} \quad (5)$$

$$p_2 = (b_{s2} - u) \times p \quad \text{[kN/m]} \quad (6)$$

$$P_1 = [(b_1 + b_{s1}) \times 0,5 - u] \times a_1 \times p \text{ [kN]} \quad (7)$$

$$P_2 = 0 \text{ (Geländerzone)} \quad (8)$$

Lastfall H

$$F_H = \text{Geländerlänge in Projektion} \times 0,50 \text{ kN/m für Wohngebäude} \quad (9)$$

Die Federsteifigkeiten werden aus der Belastungsprüfung der Wandanker (siehe Bild 13) abgeleitet. Ein räumliches Gesamtsystem wird in Bild 19 für eine halbgewendelte Treppe wiedergegeben.

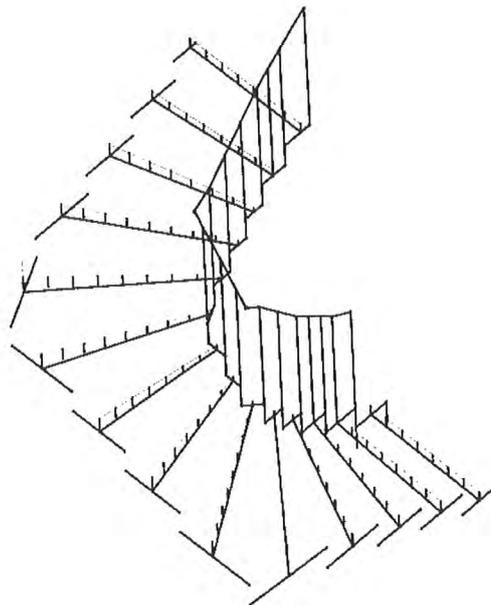


Bild 19 Systemabbildung des Gesamtsystems

Der Nachweis der zulässigen Biege- und Torsionsspannung ist in aller Regel unproblematisch. Auch die Durchbiegung wird das Maß $l/200$ in aller Regel nicht überschreiten. Kompliziert ist jedoch der Nachweis der Geländer – Eckverbindung. Hier sind teilweise elasto - plastische Rechenverfahren erforderlich. Bei der geradeläufigen Treppe ist der Biegedrillknicknachweis des Handlaufs bemessungsrelevant. Den Anschlußverbindungen der Pfosten an die Decke kommt ebenfalls eine besondere Bedeutung zu.

6. Zusammenfassung

Es wird eine Übersicht über die Entwicklung im Holztreppenbau gegeben. Die geländertragende Treppe wird besonders betrachtet. Die zu einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung erforderlichen Materialprüfungen werden erörtert. Zu der statischen Berechnung werden Hinweise gegeben.

Schrifttum

- [1] Handwerkliche Holztreppen, Regelwerk
Herausgeber BUND DEUTSCHER ZIMMERMEISTER (BDZ) im
Zentralverband des Deutschen Baugewerbes e. V., Godesberger Allee 99,
53175 Bonn
BUNDESVERBAND DES HOLZ- UND KONSTSTOFFVERARBEITENDEN
HANDWERKS, Bundesinnungsverband für das Tischlerhandwerk, Abraham –
Lincoln – Straße 32, 65189 Wiesbaden
AREBITSGEMEINSCHAFT DER FACHVERBÄNDE DES TISCHLER-
/SCHREINERHANDWERKS Baden – Württemberg – Bayern – Rheinland –
Pfalz – Saarland, Max-Joseph-Straße 4, 80333 München

- [2] Schäfer, H. G. und Schwing, H.:
Statischer Nachweis für eine Bolzentreppe mit voller Einbindung in die Wand
Mitteilung des Instituts f. Bautechnik, Juli 1975

- [3] Irle, A, und Schäfer, H. G.:
Statischer Nachweis für „wandfreie“ Bolzentreppen mit Schwingankerlagerung
der Einzelstufen.
Betonwerk- und Fertigteiltechnik 8/1978

- [4] Irle, A.:
Berechnung und Ausführung von Falwerktreppen
Bauen mit Holz, 5 / 2000, Seiten 33 bis 35

- [5] Irle, A.:
Einholmtreppen aus Holz. Konstruktion – Berechnung – Beispiel
Treppe und Geländer, 2 / 1984, Seiten 57 bis 59

- [6] Hansen, Ernst.:
Spindel – Wendeltreppe mit frei auskragenden Stufen
Die Bautechnik 7 / 1966 Seiten 164 bis 167

- [7] Irle, A.:
Das Schwingungsverhalten von Treppen
Treppe und Geländer Nr. 3 / 1986, Seiten 66 bis 69

Univ.-Professor Dr.-Ing. Peter Glos

Institut für Holzforschung
Technische Universität München
Winzererstraße 45
80797 München
Tel.: 089/2180-6462
Fax: 089/2180-6464
E-Mail: glos@holz.forst.tu-muenchen.de



- 1969 Abschluß Studium Bauingenieurwesen
Technische Universität Stuttgart
- 1978 Promotion Technische Universität München
- 1969 – 1978 Wiss. Assistent/Wiss. Mitarbeiter
und am Lehrstuhl für Baukonstruktion und Holzbau
1980 – 1984 Technische Universität München
- 1979 – 1980 Forschungsaufenthalte
Forintek Canada Corp., Vancouver, Kanada
Princes Risborough Laboratory, Großbritannien
- seit 1984 Professor, Universität München
seit 01.10.99: Technische Universität München
Leiter der Arbeitsbereiche „Mechanik, Physik und
Holzverwendung im Bauwesen“ im Institut für
Holzforschung

Mitherausgeber der Zeitschrift „Holz als Roh- und Werkstoff“

Obmann des Sachverständigenausschusses „Holzbau und Holzwerkstoffe“ des Deutschen Instituts für Bautechnik

Obmann des DIN-Ausschusses „Bauholz, Güte“

Holz - ein bei weitem nicht ausgenutzter Werkstoff

Welche Möglichkeiten bietet E DIN 1052?

P. Glos
Institut für Holzforschung
Technische Universität München

1 Einleitung

Holz ist einer der vielseitigsten Rohstoffe unserer Erde. Weltweit kennen wir über 30.000 Holzarten mit unterschiedlichsten biologischen, chemischen, technologischen und auch dekorativen Eigenschaften. Die Streubreite dieser Eigenschaften hängt neben der Holzart auch von den Wuchs- und Umgebungsbedingungen und dem Alter der Bäume ab, bei dem sie das Holz gebildet haben. Dementsprechend streuen die Holzeigenschaften nicht nur von Baum zu Baum, sondern auch innerhalb eines Stammes. Will man das Holz sinnvoll nutzen, muß diese natürliche Streuung der Eigenschaften durch eine geeignete Holz Auswahl und Schnittholz-Sortierung berücksichtigt werden. Dies erfordert einerseits einen gewissen Aufwand bei der Holzernte und der Verarbeitung, bietet jedoch andererseits auch die Möglichkeit, durch geeignete Auswahl des Holzes unterschiedlichste Anforderungen gezielt zu erfüllen.

So verwundert es nicht, daß Holz seit Beginn der Menschheitsgeschichte in praktisch allen Weltkulturen einer der wichtigsten Roh- und Werkstoffe und ein unverzichtbarer Baustoff war. Der Bau von Karren und Kutschen, der Schiffbau, die Entwicklung der Städte im Mittelalter und der Flugzeugbau am Beginn des 20. Jahrhunderts wären ohne den Baustoff Holz nicht möglich gewesen. Die große Erfahrung und das hohe handwerkliche Können unserer Vorfahren im Umgang mit dem Baustoff Holz dokumentiert sich beispielsweise in den Fachwerkbauten des 16. und 17. Jahrhunderts, aber auch im Bau möglichst leichter, aber hochbeanspruchbarer Holzschlitten von Bergbauern, bei denen in einem Schlitten je nach Funktion und Beanspruchung der Bauteile bis zu 6 verschiedene Holzarten verwendet wurden.

Viele dieser Erfahrungen gingen leider verloren, als im Zuge der Industrialisierung im 19. und beginnenden 20. Jahrhundert das Holzhandwerk allmählich verdrängt und damit auch der Baustoff Holz zunehmend durch die neuen industriell hergestellten Baustoffe Stahl und später Stahlbeton ersetzt wurde.

Erst in den letzten 25 Jahren ist der Baustoff Holz, auch als Folge eines wachsenden Umweltbewußtseins, wieder zunehmend in den Blickpunkt des Interesses gerückt und hat

eine neue Wertschätzung gewonnen. Der Verbrauch an Schnittholz ist in den letzten Jahren in Deutschland und europaweit kontinuierlich angestiegen. In Deutschland hat sich der Anteil an Holzhäusern bei Ein- und Zweifamilienhäusern innerhalb weniger Jahre verdoppelt. Ermöglicht wurde dies auch durch eine konsequente Weiterentwicklung des Baustoffes Holz auf der Grundlage alter Erfahrungen und neuer Erkenntnisse aus umfangreichen Forschungs- und Entwicklungsarbeiten sowie unter Nutzung der Möglichkeiten neuer industrieller Be- und Verarbeitungstechniken.

Dadurch stehen heute höhere Schnittholzqualitäten, leistungsfähige Holzwerkstoffe und moderne Verbindungstechniken zur Verfügung, die noch vor wenigen Jahren undenkbar waren. Die Neubearbeitung der DIN 1052 trägt diesen Entwicklungen Rechnung und erschließt dem Bauen mit Holz neue Möglichkeiten.

2 Heutiger Stand: E DIN 1052

E DIN 1052 bietet, im Vergleich zur geltenden Norm Ausgabe 04.88, auch im Abschnitt Baustoffe eine Reihe neuer Möglichkeiten. Sie berücksichtigt dabei im wesentlichen drei Entwicklungen:

- Die zunehmende Industrialisierung im Sägewerksbereich führt zwangsläufig zu einer breiteren Anwendung der maschinellen Festigkeitssortierung und damit auch zu einem differenzierteren Schnittholzangebot, insbesondere zu Sortimenten mit höherer Festigkeit und Steifigkeit.
- Der laufende Umbau der mitteleuropäischen Wälder zu stabilen und ökologisch erwünschten Mischwäldern führt mittelfristig zu einem größeren Angebot an bisher weniger genutzten Holzarten, insbesondere auch der Laubhölzer Buche und Eiche.
- Die mit der Vollendung des europäischen Binnenmarktes einhergehende Harmonisierung der europäischen Normen und der Abbau von Handelsschranken erweitern die Möglichkeiten des internationalen Schnittholzhandels und eröffnen neue Beschaffungsmärkte.

Die Möglichkeit, Schnittholz auch in Deutschland maschinell zu sortieren, besteht grundsätzlich seit 1989, als im Rahmen der Überarbeitung der DIN 4074 die Sortierklassen MS7 bis MS17 eingeführt wurden. Eine allgemeine Anwendung von maschinell sortiertem Holz im Bauwesen ist seit 1996 mit der Einführung der Ergänzung A1 zu DIN 1052 möglich (Bild 1).

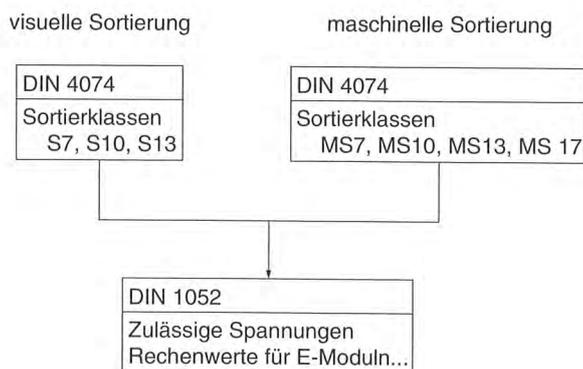


Bild 1: Möglichkeiten der Schnittholzsortierung nach DIN 1052 / A1 Ausgabe 1996

E DIN 1052 nimmt diese Entwicklung auf und berücksichtigt nunmehr darüberhinaus auch die europäischen Bauholznormen (Bild 2). Damit wird es möglich, auch Schnittholz aus

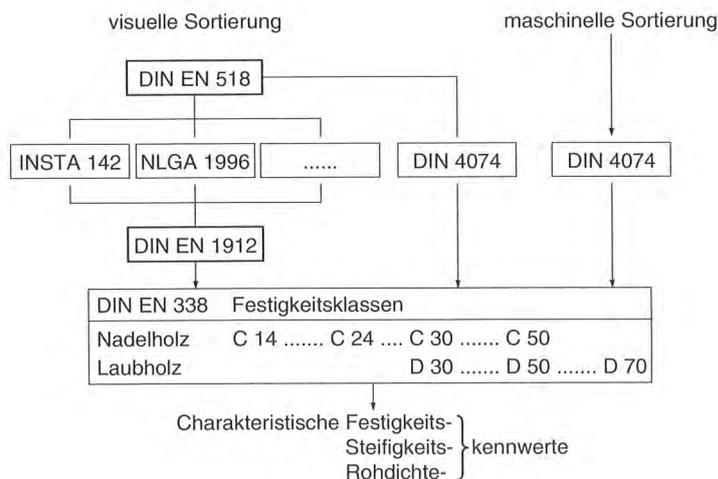


Bild 2: Möglichkeiten der Schnittholzsortierung und Zuordnung zu Festigkeitsklassen und charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerten nach E DIN 1052 Ausgabe 2000

anderen Ländern einzusetzen, das nicht mehr wie bisher nach DIN 4074 sortiert sein muß, sondern nach einer im jeweiligen Ursprungsland üblichen Norm sortiert sein kann.

Um einerseits diese Möglichkeit zu eröffnen, aber andererseits den Tragwerksplaner und Verbraucher nicht durch eine unüberschaubare Vielfalt an Sortierklassen und jeweils spezifischen Bemessungskennwerten zu verwirren (in Europa gibt es derzeit über 100 verschiedene Kombinationen von Sortierklassen und Bemessungswerten), werden sogenannte Festigkeitsklassen eingeführt. Diese kann man sich wie ein Regal mit Schubladen vorstellen, wobei Schnittholz einer bestimmten Holzart, Herkunft und Sortierklasse jeweils in die Festigkeitsklasse (Schublade) eingestuft wird, deren vorgegebene charakteristische Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte dieses Holz erfüllt. Der Tragwerksplaner muß sich daher nicht mit der Herkunft der Sortierung des Holzes befassen, sondern braucht nur eine Festigkeitsklasse zu wählen und hat dann unmittelbar alle Baustoffangaben zur Verfügung, die er für die Bemessung benötigt.

Das europäische System der Festigkeitsklassen ist in DIN EN 338 geregelt. Dieses enthält derzeit 12 Festigkeitsklassen für Nadelhölzer und 6 Festigkeitsklassen für Laubhölzer. Die Unterscheidung in Festigkeitsklassen für Nadel- und Laubhölzer war notwendig, weil Laubhölzer zum Teil andere Festigkeitsprofile aufweisen als Nadelhölzer, z.B. haben sie bei vergleichbarer Festigkeit oft einen kleineren E-Modul. Die große Bandbreite der Festigkeitsklassen in DIN EN 338 ist notwendig, um die unterschiedlichen Holzqualitäten und Holzbautraditionen aller europäischen Länder abzudecken. Die Praxis wird sich jedoch, ausgehend von den bisher üblichen Sortierklassen, voraussichtlich auf wenige Festigkeitsklassen konzentrieren. Die für deutsche Verhältnisse interessanten Festigkeitsklassen für Nadel- und Laubschnittholz sind in E DIN 1052 in der Tabelle M.5 und M.6 zusammengestellt, die Tabellen M.7 und M.8 erläutern, in welche Festigkeitsklassen nach DIN 4074 sortiertes Nadel- und Laubholz nach derzeitigem Kenntnisstand eingestuft wird (Tabellen 1 bis 4 im Anhang). Für die Einstufung von Holz anderer Herkünfte und Sortierungen wird auf

DIN EN 1912 verwiesen. Tabelle 5 zeigt exemplarisch die dort aufgelisteten Möglichkeiten für die Festigkeitsklasse C30.

Die Tabellen M.9 und M.10 von E DIN 1052 (Tabellen 6 und 7 im Anhang) enthalten Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte von sog. kombiniertem und homogenem, d.h. unterschiedlich aufgebautem Brettschichtholz nach DIN EN 1194 (Tabelle 8). Dies ist eine weitere Differenzierung gegenüber den Festlegungen in DIN 1052-A1 von 1996. Zu beachten ist, daß BS-Holz der Festigkeitsklassen GL 32 und GL 36 nur aus maschinell sortierten Brettlamellen hergestellt werden kann, wobei eine maschinelle Sortierung derzeit nur für Fichtenholzlamellen möglich ist. Eine Ausdehnung der maschinellen Sortierung auf die Holzarten Lärche, Kiefer und Douglasie ist geplant. Die dafür notwendigen Untersuchungen werden derzeit durchgeführt.

Darüberhinaus ermöglicht E DIN 1052, wie auch bereits die bestehende Norm, die Verwendung von Holzwerkstoffen, für die entsprechende Produktnormen oder Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen vorliegen. Insbesondere im Bereich hochtragfähiger, balkenförmiger Holzwerkstoffe hat sich in den letzten Jahren eine stürmische Entwicklung vollzogen, die sich weiter fortsetzen wird.

3 Weitere Entwicklungen: Neubearbeitung E DIN 4074

Mit den in den letzten Jahren erzielten Fortschritten ist das Entwicklungspotenzial für den Baustoff Holz jedoch bei weitem noch nicht ausgeschöpft.

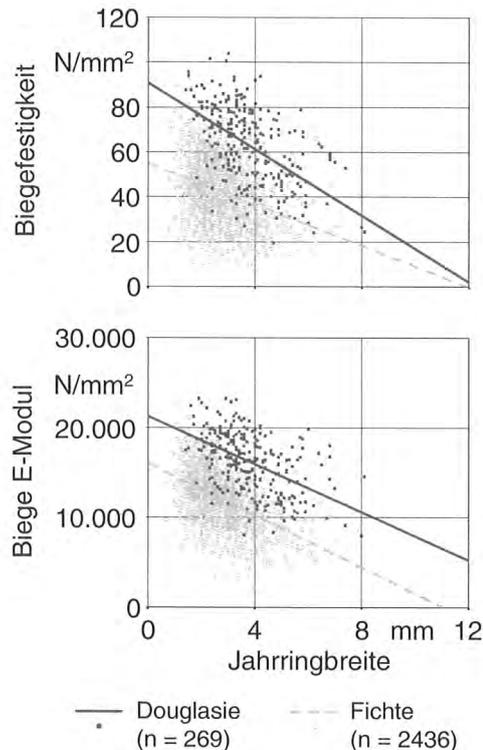


Bild 3: Biegefestigkeit und Elastizitätsmodul von Kanthölzern aus hochwertiger Douglasie im Vergleich zu Kanthölzern aus Fichte/Tanne in Abhängigkeit von der Jahringbreite

Im Bereich der Holzwerkstoffe sind durch Optimierung der verwendeten Holzarten, der Spänegeometrie, der Klebstoffe, der Herstellungstechnologie sowie durch Entwicklung neuer Verbundwerkstoffe erhebliche Steigerungen der Festigkeit und insbesondere auch der Steifigkeit der platten- und balkenförmigen Produkte zu erwarten.

Bei Vollholz läßt sich insbesondere durch Einsatz bisher weniger verwendeter Holzarten noch ein erhebliches, bisher nicht genutztes Potenzial erschließen. Als ein Beispiel seien die in Bild 3 dargestellten Festigkeits- und E-Modulwerte von Schnittholz aus hochwertiger, d.h. langsam gewachsener und geasteter Douglasie angeführt. Die Douglasie ist nicht nur erheblich dauerhafter als Fichte, sondern weist im Vergleich zu herkömmlichem Fichtenholz bei gleicher Jahrringbreite eine im Mittel über 50 % höhere Festigkeit und Steifigkeit auf. Bauholz mit einem E-Modul von 18 000 N/mm² liegt durchaus im Bereich des Möglichen, wenn dieses Potenzial durch geeignete und leistungsfähige Sortierverfahren genutzt wird.

Weitere Möglichkeiten eröffnen sich durch die Verwendung von Laubhölzern. Schon vor über 15 Jahren wurde in der Schweiz durch Versuche nachgewiesen, daß die Tragfähigkeit von Brettschichtholzträgern mit Buchenholzlamellen in den äußeren Bereichen im Vergleich zu herkömmlichen Brettschichtholzträgern aus Fichtenholz um bis zu 50 % gesteigert werden kann.

Um der Praxis zu ermöglichen, diese hohen Holzqualitäten zu nutzen, wird derzeit die DIN 4074 überarbeitet. Die aufgrund vorliegender Untersuchungen erreichbaren Festigkeitsklassen und die dabei jeweils erzielbaren Ausbeuten sind in Bild 4 für die Nadelhölzer Fichte, Kiefer, Lärche und Douglasie und in Bild 5 für die Laubhölzer Eiche und Buche dargestellt.

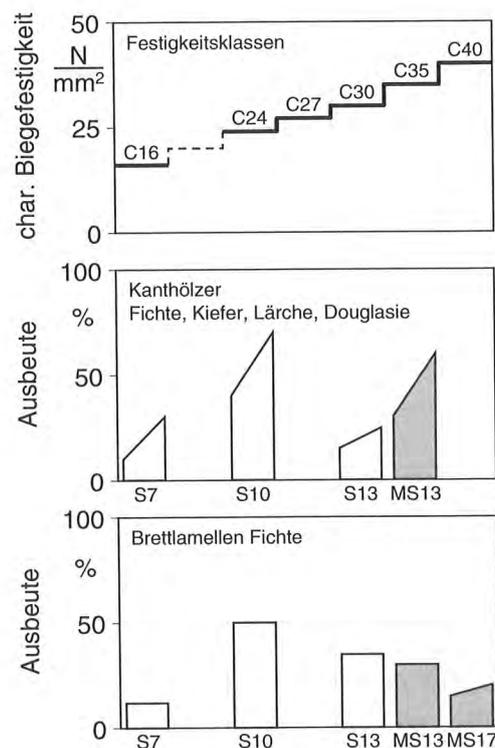


Bild 4: Festigkeitsklassen für Nadelholz und Zuordnung sowie Ausbeuten verschiedener Schnittholz-Sortierklassen nach DIN 4074

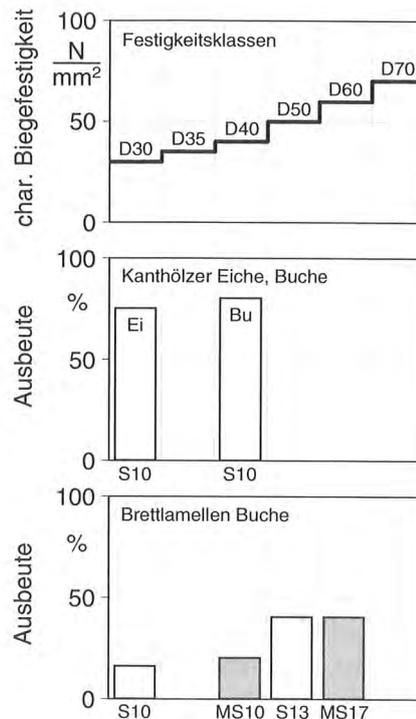


Bild 5: Festigkeitsklassen für Laubholz und Zuordnung sowie Ausbeuten verschiedener Schnittholz-Sortierklassen nach DIN 4074

Die erzielbaren Ausbeuten schwanken je nach Holzart und Herkunft des Holzes. Für Fichte und Douglasie ergeben sich in der Regel in den höheren Festigkeitsklassen höhere Ausbeuten als für Kiefer und Lärche. Buche hat im Mittel eine deutlich höhere Festigkeit und Steifigkeit als Eiche. Man erkennt, daß eine maschinelle Festigkeitssortierung eine Einstufung des Schnittholzes in höhere Festigkeitsklassen ermöglicht. Im Vergleich zu dem üblicherweise eingesetzten Bauholz der Sortierklasse S10 können durch eine maschinelle Sortierung in nennenswertem Umfang Kanthölzer der Festigkeitsklasse C35 und Brettlamellen der Festigkeitsklassen C35 und C40, also mit 50 % höherer charakteristischer Festigkeit erzeugt werden. Maschinell sortierte Brettlamellen aus Buche entsprechen sogar der Festigkeitsklasse D60 und haben damit eine doppelt so hohe Festigkeit wie die bisher für Brettschichtholz der Klasse BS14 verwendeten Fichten-Brettlamellen S13.

4 Schlußfolgerungen

Die neue DIN 1052 bietet den Herstellern von Bauholz, Brettschichtholz und Holzwerkstoffen sowie den Tragwerksplanern neue Möglichkeiten zur Erzeugung bzw. zur Anwendung höherer Produktqualitäten. Sie bietet somit Chancen, die Wettbewerbsfähigkeit des Holzbaus zu erhöhen und neue Anwendungsgebiete zu erschließen.

Die weitere Entwicklung wird nun auch davon abhängen, ob die Tragwerksplaner die neue DIN 1052 als innovatives Angebot annehmen und die gegebenen Möglichkeiten nutzen wollen. Dies würde die Hersteller und den Holzhandel dazu bewegen, die neuen Produktqualitäten auch bundesweit verfügbar zu machen. Und dann könnten noch wirtschaftlichere und noch attraktivere Holzbauwerke geplant und gebaut werden.

Tabelle 1: Auszug aus Tabelle M.5 der E DIN 1052 : 2000-05
Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Nadelholz (Auszug aus DIN EN 338)
 Vorzugsklassen sind unterlegt

Festigkeitsklasse (Sortierklasse nach DIN 4074-1)	C16 (S 7)	C18	C24 (S 10)	C27	C30 (S 13)	C35 (MS13)	C40 (MS17)
Festigkeitskennwerte in N/mm²							
Biegung $f_{m,k}$	16	18	24	27	30	35	40
Zug parallel $f_{t,o,k}$ ¹⁾	10	11	14	16	18	21	24
Druck parallel rechtwinklig $f_{c,o,k}$ ²⁾	17	18	21	22	23	25	26
	2,2	2,2	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9
Schub und Torsion $f_{v,k}$ ³⁾	1,8	2,0	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8
Steifigkeitskennwerte in N/mm²							
Elastizitätsmodul parallel $E_{0,mean}$ ⁴⁾	8 000	9 000	11 000	11 500	12 000	13 000	14 000
	270	300	370	400	400	430	470
rechtwinklig $E_{90,mean}$ ⁴⁾							
Schubmodul G_{mean} ⁴⁾ ⁴⁾	500	560	690	750	750	810	880
Rohdichtekennwerte in kg/m³							
Rohdichte ρ_k	310	320	350 ⁶⁾	370	380	400	420
¹⁾ ... ⁶⁾ Fußnoten sind hier nicht aufgeführt							

Tabelle 2: Auszug aus Tabelle M.6 der E DIN 1052 : 2000-05
Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für Laubschnittholz (Auszug aus DIN EN 338)

Festigkeitsklasse		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Festigkeitskennwerte in N/mm²							
Biegung	$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
Zug parallel	$f_{t,o,k}$ ¹⁾	18	21	24	30	36	42
Druck parallel rechtwinklig	$f_{c,o,k}$	23	25	26	29	32	34
	$f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Schub und Torsion	$f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Steifigkeitskennwerte in N/mm²							
Elastizitätsmodul parallel rechtwinklig	$E_{0,mean}$ ²⁾	10 000	10 000	11 000	14 000	17 000	20 000
	$E_{90,mean}$ ²⁾	640	690	750	930	1 130	1 330
Schubmodul	G_{mean} ²⁾	600	650	700	880	1 060	1 250
Rohdichtekennwerte in kg/m³							
Rohdichte	ρ_k	530	560	590	650	700	900
¹⁾ ... ²⁾ Fußnoten sind hier nicht aufgeführt							

Tabelle 3: Auszug aus Tabelle M.7 der E DIN 1052 : 2000-05
**Zuordnung von Nadelholzarten und Sortierklassen nach DIN 4074-1 (1989)
 und DIN 4074-2 (1958) zu Festigkeitsklassen**
 Andere Sortiervorschriften, Holzarten und Herkünfte siehe DIN EN 1912

Festigkeitsklasse	Sortierklasse nach DIN 4074-1 bzw. nach DIN 4074-2	Holzart Handelsname	Herkunft	Botanische Be- zeichnung nach DIN EN 1912, Tabelle 3
C16	S7/MS7 III			
C24	S10/MS10 II	Fichte Tanne Kiefer	CNE - Europa ¹⁾ CNE - Europa ¹⁾ CNE - Europa ¹⁾	22 1 47
C30	S13 I	Lärche Douglasie Southern Pine	CNE - Europa ¹⁾ Deutschland USA	15 54 35, 36, 43, 48
C35	MS13	Western Hemlock Yellow Cedar ²⁾	USA + Kanada USA + Kanada	62
C40	MS17			
¹⁾ ... ²⁾ Fußnoten sind hier nicht aufgeführt				

Tabelle 4: Auszug aus Tabelle M.8 der E DIN 1052 : 2000-05
Zuordnung von Laubholzarten mittlerer Güte
 (mindestens S10 im Sinne von DIN 4074-1 (1989) zu Festigkeitsklassen)
 Andere Sortiervorschriften, Holzarten und Herkünfte siehe DIN EN 1912

Festigkeitsklasse	Sortierklasse im Sinne von DIN 4074-1	Holzart Handelsname	Herkunft	Botanische Bezeichnung nach DIN EN 1912
D30	S10	Eiche ¹⁾ Buche ²⁾ Teak Keruing (Yang)	Europa Europa Südostasien Südostasien	117 80
D40	S10	Afzelia Merbau	Westafrika Südostasien	94,95
D60	S10	Azobé (Bongossi) Greenheart	Westafrika Guyana	100 110
¹⁾ ... ²⁾ Fußnoten sind hier nicht aufgeführt				

Tabelle 5: Auszug aus Tabelle 1 der DIN EN 1912
**Zuordnung von Sortierklassen von Nadelholzarten und Pappel
zu Festigkeitsklassen**

Festigkeits- klasse	Land, das die Sortiervorschrift veröffentlicht	Sortier- klasse	Holzart Handelsname	Herkunft
....				
C30	Frankreich	ST-I	Fichte und Tanne	Frankreich
	Deutschland	S13	Douglasie	Deutschland
	Deutschland und Österreich	S13	Fichte	CNE-Europa CNE-Europa CNE-Europa CNE-Europa
		S13	Kiefer	
		S13	Tanne	
Nordische Länder	S13	Lärche	NNE-Europa NNE-Europa NNE-Europa NNE-Europa	
	T3	Kiefer (Redwood)		
	T3	Fichte (Whitewood)		
	T3	Tanne		
USA	T3	Lärche	USA USA	
	J& P Sel	Southern Pine		
		SLF Sel	Southern Pine	
....				

Tabelle 6: Auszug aus Tabelle M.9 der E DIN 1052 : 2000-05
Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für homogenes Brettschichtholz nach DIN EN 1194

Festigkeitsklasse des Brettschichtholzes		GL 24h (BS 11h)	GL 28h (BS 14h)	GL 32 h (BS 16h)	GL 36h (BS 18 h)
Festigkeitskennwerte in N/mm²					
Biegung	$f_{m,k}$	24	28	32	36
Zug parallel	$f_{t,o,k}$ ¹⁾	16,5	19,5	22,5	26
Druck parallel	$f_{c,o,k}$	24	26,5	29	31
Druck rechtwinklig	$f_{c,90,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Schub und Torsion	$f_{v,k}$ ²⁾	2,7	3,2	3,8	4,3
Steifigkeitskennwerte in N/mm²					
Elastizitätsmodul parallel	$E_{0,mean}$ ³⁾	11 600	12 600	13 700	14 700
Elastizitätsmodul rechtwinklig	$E_{90,mean}$ ³⁾	390	420	460	490
Schubmodul	G_{mean} ^{3) 4)}	720	780	850	910
Rohdichtekennwerte in kg/m³					
Rohdichte	ρ_k	380 ⁵⁾	410	430	450
¹⁾ ... ⁵⁾ Fußnoten sind hier nicht aufgeführt					

Tabelle 7: Auszug aus Tabelle M.10 der E DIN 1052 : 2000-05
Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits-, Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für kombiniertes Brettschichtholz nach DIN EN 1194

Festigkeitsklasse des Brettschichtholzes		GL 24k (BS 11 k)	GL 28k (BS 14k)	GL 32k (BS 16k)	GL 36k (BS 18k)
Festigkeitskennwerte in N/mm²					
Biegung	$f_{m,k}$	24	28	32	36
Zug parallel	$f_{t,o,k}$ ¹⁾	14	16,5	19,5	22,5
Druck parallel rechtwinklig	$f_{c,o,k}$	21	24	26,5	29
	$f_{c,90,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
Schub und Torsion	$f_{v,k}$ ²⁾	2,2	2,7	3,2	3,8
Steifigkeitskennwerte in N/mm²					
Elastizitätsmodul parallel rechtwinklig	$E_{0,mean}$ ³⁾	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{90,mean}$ ³⁾	320	390	420	460
Schubmodul	G_{mean} ^{3) 4)}	590	720	780	850
Rohdichtekennwerte in kg/m³					
Rohdichte	ρ_k	350	380 ⁵⁾	410	430
¹⁾ ... ⁵⁾ Fußnoten sind hier nicht aufgeführt					

Tabelle 8: Auszug aus Tabelle M.11 der E DIN 1052 : 2000-05
Zuordnung von homogenem und kombiniertem Brettschichtholz aus nach DIN 4074 sortierten Brettern mit Keilzinkenverbindungen nach DIN 68 140-1 zu Festigkeitsklassen

Festigkeitsklasse	Homogenes Brettschichtholz	Kombiniertes Brettschichtholz
	Sortierklasse der äußeren/inneren Lamellen	
GL 24 (BS 11)	S10/S10, MS10/MS10	MS10/MS7
GL 28 (BS 14)	S13/S13	S13/S10
GL 32 (BS 16)	MS13/MS13	MS13/MS10
GL36 (BS 18)	MS17/MS17	MS17/MS13

Prof. Dr.-Ing. Günter Steck

FH München
Fachbereich 02
Karlstraße 6
80333 München
Tel.: 089/1265-2687
Fax: 089/1265-2699



Büro:
Emslanderstraße 39a
82319 Starnberg
Tel.: 08151/21662
Fax: 08151/28957
E-Mail: guenter.steck@t-online.de

- | | |
|-------------|--|
| 1946 | Geboren in Weißenhorn, Bayern |
| 1965 – 1971 | Bauingenieurstudium an der Universität Karlsruhe |
| 1971 – 1974 | Mitarbeiter im Ingenieurbüro Speidel, Ulm/Donau |
| 1974 – 1981 | Wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe (Prof. Dr.-Ing. Karl Möhler) |
| 1981 | Promotion, Thema: „Die Zuverlässigkeit des Vollholzes unter reiner Biegung“ |
| 1981 – 1987 | Akademischer Rat am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe (Prof. Dr.-Ing. Jürgen Ehlbeck) |
| seit 1987 | Professor an der FH München |
| seit 1988 | Inhaber des Ingenieurbüros für Holzbau, Starnberg
Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger der IHK München und Oberbayern für Holzbau |
| seit 1991 | Beratender Ingenieur der Bayerischen Ingenieurkammer-Bau |

Queranschlüsse, Ausklinkungen, Durchbrüche und Verstärkungen – Bemessung nach E DIN 1052 –

Vorbemerkung

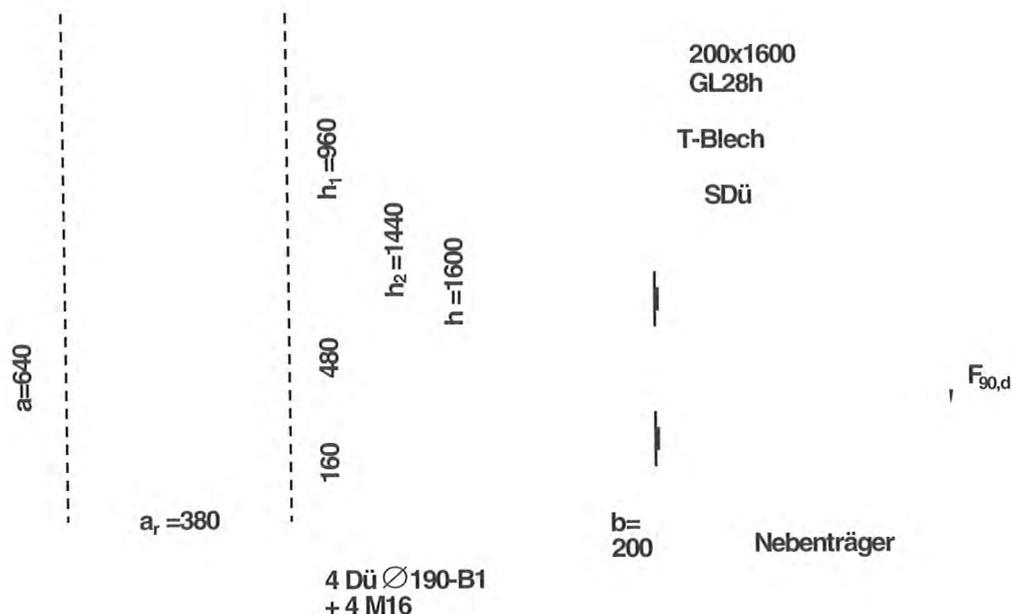
Das Vortragsthema ist identisch mit dem Abschnitt 9 der E DIN 1052:2000-5. Von Herrn Prof. Blaß und mir wurde über das Thema Verstärkungen in der Fachzeitschrift „bauen mit holz“ des vergangenen Jahres berichtet (siehe Anhang). Diese Veröffentlichung wird nachfolgend verwendet und ergänzt.

Der Untertitel der Tagung „Forschung für die Praxis“ legt zunächst nahe, dass über die angewandte Forschung zu berichten sei. Das Kleingedruckte im Tagungsprogramm macht aber deutlich, dass die Anwendung der Forschungsergebnisse im Vordergrund stehen sollte. Deshalb wird im Vortrag der Schwerpunkt auf Berechnungsbeispiele gelegt.

● Queranschlüsse (E DIN 1052, 9.1)

Bemessungswert der Beanspruchung: $F_{90,d}$
 Bemessungswert der Tragfähigkeit: $R_{90,d}$ nach Gl. (9.2)

● Beispiel



$a = 640 \text{ mm}$; $h = 1600 \text{ mm}$; $a/h = 0,4 < 0,7 \rightarrow$ E DIN 1052, 9.1 beachten

Tragfähigkeit der VM-Gruppe mit 4 DüØ 190 – B1:

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

mit

$$k_s = 0,7 + 1,4 \frac{a_r}{h} = 0,7 + 1,4 \frac{380}{1600} = 1,033$$

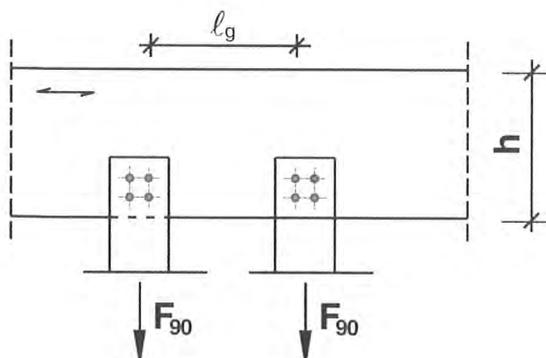
$$k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2} = \frac{2}{\left(\frac{1100}{1100} \right)^2 + \left(\frac{1100}{1440} \right)^2} = 1,263$$

$$t_{\text{ef}} = \min \begin{cases} b \\ 50 \text{ mm} \end{cases} = 50 \text{ mm}$$

$$f_{t,90,d} = k_{\text{mod}} \cdot f_{t,90,k} / \gamma_M = 0,8 \cdot 0,5 / 1,3 = 0,308 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{90,d} = 1,033 \cdot 1,263 \cdot \left(6,5 + 18 \left(\frac{640}{1600} \right)^2 \right) \cdot (50 \cdot 1600)^{0,8} \cdot 0,308 \cdot 10^{-3}$$

$$= 1,033 \cdot 30,523 = 31,5 \text{ kN}$$



Lichter Abstand der VM-Gruppen

$$l_g = 1200 \text{ mm} = 0,75 h$$

\rightarrow E DIN 1052, 9.1 (7) beachten:

$$k_g = \frac{1200}{4 \cdot 1600} + 0,5 = 0,688$$

$$R_{90,d} = 0,688 \cdot 31,5 = 21,6 \text{ kN}$$

● Ausklinkungen (E DIN 1052, 9.2)

Bemessungswert der Beanspruchung: V_d

Bemessungswert der Tragfähigkeit: $R_{V,d} = \frac{2}{3} k_v \cdot f_{v,d} \cdot b \cdot h_e$ nach Gl. (9.6)

● **Durchbrüche (E DIN 1052, 9.3)**

Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung:

$$F_{t,90,d} \text{ (Gl. (9.12))}$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung:

$$R_{t,90,d} = \frac{1}{2} l_{t,90} \cdot b \cdot f_{t,90,d} \text{ nach Gl. (9.10)}$$

● **Verstärkungen (E DIN 1052, 9.4)**

Queranschlüsse (E DIN 1052, 9.4.2)

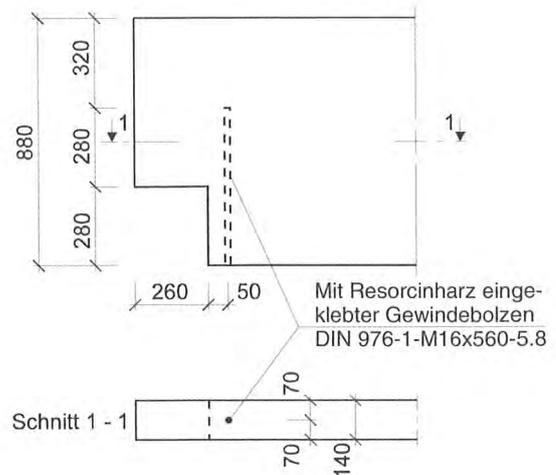
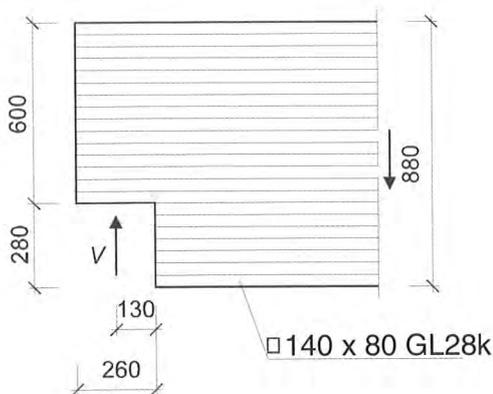
Der Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung $F_{t,90,d}$ (Gl. (9.15)) ist durch Verstärkungen aufzunehmen.

Rechtwinklige Ausklinkungen (E DIN 1052, 9.4.3)

Der Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung $F_{t,90,d}$ (Gl. (9.23)) ist durch Verstärkungen aufzunehmen.

- Beispiel (entspricht Beispiel 2 in bmh, Seite 10)

Änderung: $f_{t,90,k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ nach E DIN 1052
 $f_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$ nach Eurocode 5
 Größtwert des Randabstandes $a_4 \leq 4d$ überschritten

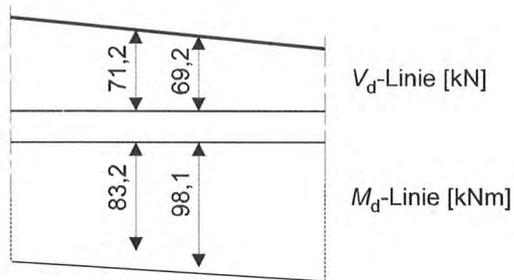
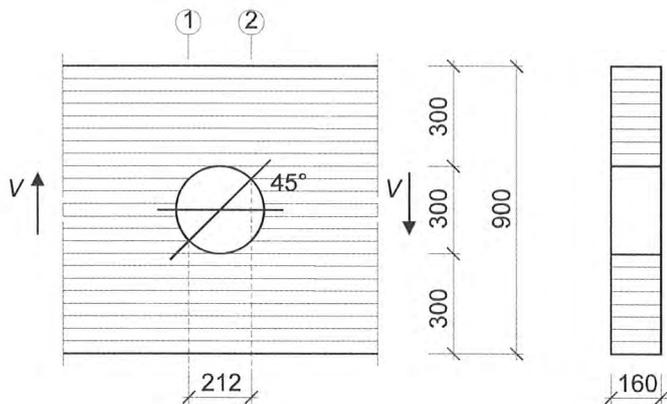


Durchbrüche (E DIN 1052. 9.4.4)

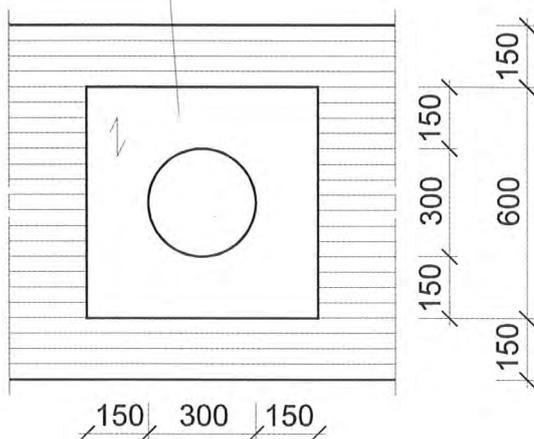
Der Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung $F_{t,90,d}$ (Gl. (9.12)) ist durch Verstärkungen aufzunehmen.

- Beispiel (entspricht Beispiel 3.2 in bmh, Seite 11/12)

Änderung: $f_{t,90,k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ nach E DIN 1052
 $f_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$ nach Eurocode 5



BFU-BU100-12 beidseitig mit Resorcinharz aufgeklebt
 □ 12x160...600 mm



Gekrümmte Träger und Satteldachträger aus BSH (E DIN 1052. 9.4.5)

Der Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung

in der mittleren Hälfte des gekrümmten Bereiches $F_{t,90,d}$ (Gl. (9.43))

im äußeren Viertel des gekrümmten Bereiches $F_{t,90,d}$ (Gl. (9.44))

- ist durch Verstärkungen aufzunehmen, wenn der Ausnutzungsgrad

$$\eta = \frac{c_{t,90,d}}{k_{dis} (V_0 / V)^{0,2} f_{t,90,d}} \geq 2$$

- darf vom BSH aufgenommen werden, wenn der Ausnutzungsgrad

$$\eta = \frac{c_{t,90,d}}{k_{dis} (V_0 / V)^{0,2} f_{t,90,d}} < 0,5 .$$

Für $0,5 < \eta < 2,0$ darf linear interpoliert werden. In der nachfolgenden Tabelle ist

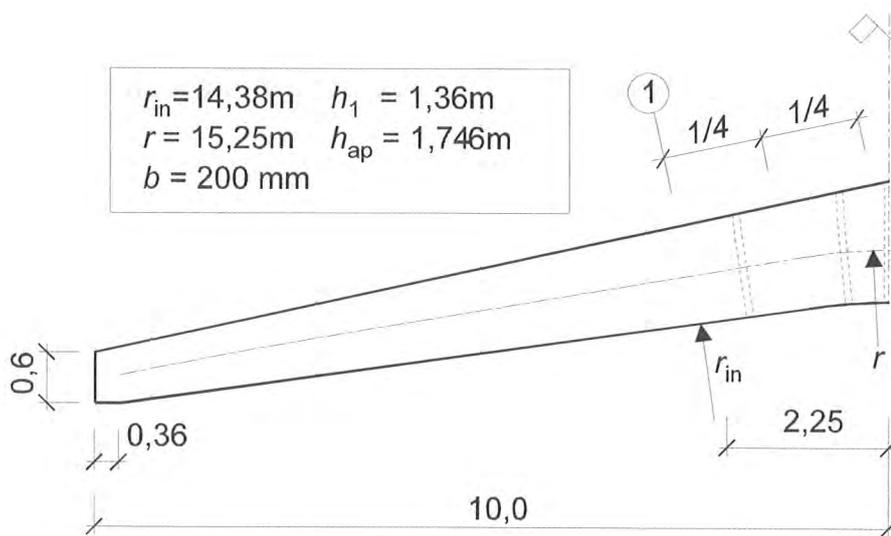
$$F_{t,90,d} = \sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1$$

Ausnutzungsgrad η	Beanspruchung der Verstärkungen durch	
	Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung in der mittleren Hälfte des gekrümmten Bereiches	Bemessungswert der Zugkraft rechtwinklig zur Faserrichtung im äußeren Viertel des gekrümmten Bereiches
≥ 2	$F_{t,90,d}$	$\frac{2}{3} F_{t,90,d}$
$0,5 < \eta < 2,0$	$\frac{\eta}{2} F_{t,90,d}$	$\frac{\eta}{3} F_{t,90,d}$
0,5	$\frac{1}{4} F_{t,90,d}$	$\frac{1}{6} F_{t,90,d}$
$< 0,5$	–	–

- Beispiel (entspricht Beispiel 1 in bmh, Seite 9)

Änderungen: $f_{t,90,k} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ nach E DIN 1052
 $f_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$ nach Eurocode 5

$$M_{ap,d} = 668 \text{ kNm}$$



$$\sigma_{t,90,d} = 0,058 \frac{6 \cdot 668 \cdot 10^6}{200 \cdot 1746^2} = 0,382 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,90,d} = \frac{0,9 \cdot 0,5}{1,3} = 0,346 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzungsgrad } \eta = \frac{0,382}{1,7 \cdot \left(\frac{0,01}{1,43}\right)^{0,2} \cdot 0,346} = 1,75 \gg 1$$

→ Firstbereich ist zu verstärken

Querzugkräfte in den Verstärkungen

– der 2,38 m langen mittleren Hälfte des Firstbereiches

$$F_{t,90,d} = \frac{1,75}{2} \cdot 0,382 \cdot 200 \cdot 2380 \cdot 10^{-3} = 159 \text{ kN}$$

– des 1,19 m langen äußeren Viertels des Firstbereiches

$$F_{t,90,d} = \frac{1,75}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,382 \cdot 200 \cdot 1190 \cdot 10^{-3} = 53 \text{ kN}$$

Nachweis der Klebfuge für die mittlere Hälfte des Firstbereiches

Gewählt: 3 Gewindebolzen \varnothing 16 mm nach DIN 976-1, Festigkeitsklasse 8.8

Mit $l_{ad} = 0,5 \cdot 1,58 \text{ m} = 0,79 \text{ m}$
und

$$f_{k1,d} = (3,5 - 0,0015 \cdot 790) \frac{0,9}{1,3} = 1,60 \text{ N/mm}^2$$

ergibt sich

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{159 \cdot 10^3}{3 \cdot 790 \cdot 16 \cdot \pi} = 1,34 \text{ N/mm}^2$$

und der Ausnutzungsgrad $1,34 / 1,60 = 0,84 < 1$

Nachweis der Klebfuge für die äußeren Viertel des Firstbereiches

Gewählt: Je 1 Gewindebolzen $\varnothing 16$ mm nach DIN 976-1, Festigkeitsklasse 8.8

Mit $l_{\text{ad}} = 0,5 \cdot 1,4 \text{ m} = 0,70 \text{ m}$
und

$$f_{k1,d} = (3,5 - 0,0015 \cdot 700) \frac{0,9}{1,3} = 1,70 \text{ N/mm}^2$$

ergibt sich

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{53 \cdot 10^3}{700 \cdot 16 \cdot \pi} = 1,51 \text{ N/mm}^2$$

und der Ausnutzungsgrad $1,51 / 1,70 = 0,89 < 1$

Anhang: Sonderdruck aus bauen mit holz 3, 4 und 5/99

Querzugverstärkungen...

von Holzbauteilen

Hans Joachim Blaß und Günter Steck¹⁾

1 Einleitung

Bei einer Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung weist Holz die geringste Festigkeit auf. So beträgt der charakteristische Festigkeitswert von Vollholz bei Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faser nur 1/70 bis 1/120 des Festigkeitswertes parallel zur Faser. Die Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faser, $f_{t,90}$, die durch vorhandene Risse vor allem im Frühholz bereits deutlich reduziert sein kann, ist außerdem vom beanspruchten Volumen und der Spannungsverteilung in diesem Volumen abhängig und wird in höherem Maße als andere Festigkeitseigenschaften des Holzes durch höhere Holzfeuchten und längere Lasteinwirkungsauern reduziert (Aicher und Dill-Langer, 1997). Anders als bei den übrigen Festigkeitseigenschaften des Holzes ist die Zugfestigkeit $f_{t,90}$ auch nicht mit der Rohdichte des Holzes korreliert.

Holzkonstruktionen sollten daher so geplant und konstruiert werden, daß Zugspannungen rechtwinklig zur Faser vermieden werden oder nur möglichst geringe Werte annehmen. Dies kann entweder dadurch erreicht werden, daß eine aufzunehmende Kraft auf eine möglichst große Fläche verteilt wird, oder indem Querzugkräfte durch Verstärkungselemente aufgenommen werden. Im letzteren Fall wirkt die Verstärkung wie eine Bewehrung bei schlaff bewehrten Betonbauteilen. Darüber hinaus ist es wichtig, zwangsbedingte Querzugbeanspruchungen durch eine entsprechende Detailausbildung zu begrenzen, da die Größe der Querzugspannungen z. B. durch behinderte Schwindverformungen in Anschlußbereichen oder durch ungleichmäßige Feuchteverteilungen in größeren Holzquerschnitten nicht zuverlässig bestimmt werden kann.

Beispiele für querzuggefährdete Bereiche sind die Firstbereiche gekrümmter Träger und Satteldachträger, ausgeklinkte Trägersauflager, Trägerdurchbrüche und Queranschlüsse. Als Verstärkungselemente dienen ins Holz eingeklebte Stahlstäbe, auf das Holz aufgeklebte Holzwerkstoffplatten oder Bretter, in das Holz eingepreßte Nagelplatten oder Holzschrauben mit über die Schaftlänge durchgehendem Gewinde.

Im folgenden werden für querzuggefährdete Bereiche zunächst die Beanspruchungen der Verstärkungselemente infolge direkter, äußerer Einwirkungen angegeben. Die Zugfestigkeit des Holzes rechtwinklig zur Faserrichtung wird dabei

nicht berücksichtigt, d. h. es wird mit gerissener Querzugzone gerechnet. Dieses Vorgehen unterscheidet sich von der von Brüninghoff (1993) vorgeschlagenen Methode, der Verstärkung nur diejenigen Lastanteile zuzuweisen, die über die vom Holz aufnehmbaren Querzugbeanspruchungen hinausgehen. Danach folgen konstruktive Angaben wie Randabstände oder größtmögliche Breiten für die verschiedenen Verstärkungselemente. Vorschläge für die Bemessung der Verstärkungselemente erlauben eine direkte Anwendung für häufig vorkommende Fälle in Holzkonstruktionen.

2 Beanspruchung der Verstärkungselemente

2.1 Gekrümmte Träger und Satteldachträger

Die Ermittlung der Querzugspannungen in den Firstbereichen gekrümmter Träger und von Satteldachträgern nach DIN 1052 oder Eurocode 5 geht auf die Untersuchungen von Blumer (1979) zurück. Mit den Gleichungen (1) bis (6) läßt sich der größte Bemessungswert der Querzugspannung im Firstquerschnitt bestimmen.

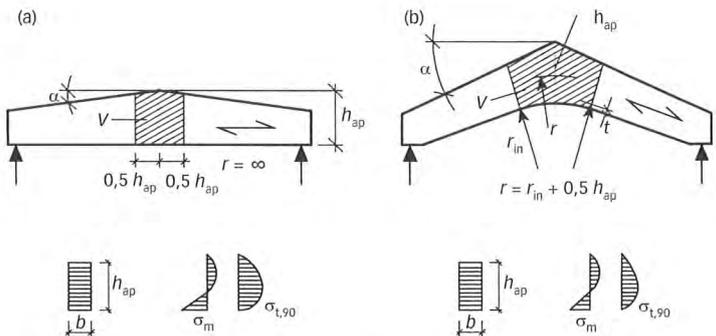


Bild 1: Ansicht und Spannungsverteilungen im Firstquerschnitt von Satteldachträgern mit geradem bzw. gekrümmtem unteren Rand

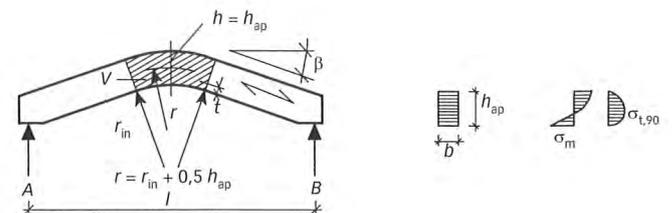


Bild 2: Ansicht und Spannungsverteilungen im First eines gekrümmten Trägers konstanter Höhe

¹⁾ Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.J. Blaß ist Inhaber des Lehrstuhls für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der Universität Karlsruhe (TH). Prof. Dr.-Ing. G. Steck ist Professor an der Fachhochschule München.

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

mit

$$k_{ap} = h_{ap}/r \quad (2)$$

$$k_p = k_5 + k_6 k_{ap} + k_7 k_{ap}^2 \quad (3)$$

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha \quad (4)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha + 2,6 \tan^2 \alpha \quad (5)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha - 4 \tan^2 \alpha \quad (6)$$

Die Summe der Querzug erzeugenden Kräfte ergibt sich aus der Integration der Querzugspannungen in der Spannungsnullebene im Firstbereich. Da sich mit den Gleichungen nach Blumer lediglich die Größtwerte der Spannungen bestimmen lassen, muß zusätzlich der Verlauf der Querzugspannungen in Trägerlängsrichtung ermittelt werden. Ehlbeck und Kürth (1990) geben den Verlauf der Größtwerte der Querzugspannungen in Trägerlängsrichtung auf der Grundlage von Finite-Elemente-Berechnungen für gekrümmte Träger konstanter Höhe und für Satteldachträger an. Abhängig von Trägerform und Belastung nehmen die Querzugspannungen mit zunehmendem Abstand vom Firstquerschnitt ab. Die Querzugspannungen sind dabei nicht auf den gekrümmten Trägerbereich beschränkt, sie reichen auch in den Beginn der geraden Trägerbereiche hinein (siehe **Bild 3**).

Für sämtliche in DIN 1052 behandelten Trägerformen kann die Summe der Querzug erzeugenden Kräfte genügend genau durch folgende Vereinfachung abgeschätzt werden: In der mittleren Hälfte des Firstbereichs wird der Größtwert der Querzugspannung nach Gleichung (1) zugrunde gelegt, in den äußeren Vierteln des Firstbereichs wird die Querzugspannung zu zwei Drittel des Größtwertes angesetzt. Der Verlauf dieser Vereinfachung ist in **Bild 3** als Vorschlag dargestellt.

Der Bemessungswert der Zugkraft in den Verstärkungen in der mittleren Hälfte des Firstbereichs ergibt sich damit zu:

$$F_{t,90,d} = \sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1 \quad (7)$$

Dabei sind

$\sigma_{t,90,d}$ der Bemessungswert der Zugspannung rechtwinklig zur Faserrichtung nach Gleichung (1)

b die Trägerbreite

a_1 der Abstand der Verstärkungen in Trägerlängsrichtung

Analog ergibt sich für die äußeren Viertel des Firstbereichs:

$$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1 \quad (8)$$

2.2 Ausgeklinkte Trägersauflager

Ausgeklinkte Trägersauflager werden im Holzbau vorwiegend bei Brettschichtholzträgern ausgeführt, z. B. wenn eine Decke eine erforderliche Höhenlage einhalten soll. In der Ausklinkungsecke treten sehr hohe Querzug- und Schubspannungen auf, die bei unverstärkten Trägern schon bei niedrigen Lasten zunächst zu einem Anriß und danach zu einem

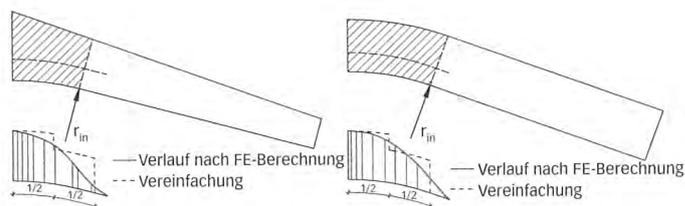


Bild 3: Querzugspannungsverteilungen im First eines Satteldachträgers bzw. eines gekrümmten Trägers konstanter Höhe

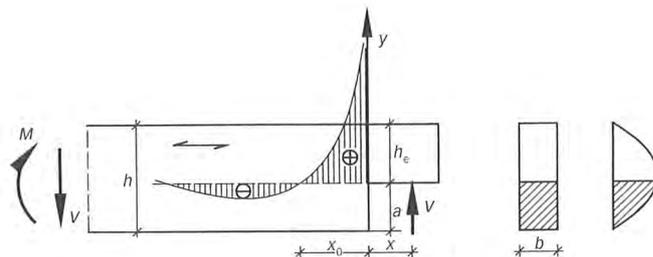


Bild 4: Verteilung der Querspannungen im Bereich des ausgeklinkten Trägersauflagers

Versagen führen können. **Bild 4** zeigt schematisch den Verlauf der Querspannungen in der Höhe der Ausklinkungsecke. Die Querzugspannungen klingen mit zunehmendem Abstand von der Ausklinkungsecke schnell ab, so daß Verstärkungen möglichst nahe an der Ausklinkungsecke angeordnet werden sollten.

Die Querzugkraft $F_{t,90}$ ergibt sich als Resultierende der Querzugspannungen in der querzugbeanspruchten Fläche in der Höhe der Ausklinkungsecke. Nach der Balkentheorie entspricht die Querzugkraft einem Anteil an der Auflagerkraft V , der in **Bild 4** durch die schraffierte Fläche im Schubspannungsdiagramm unterhalb der Ausklinkung gekennzeichnet wird. Daraus läßt sich $F_{t,90}$ bzw. deren Bemessungswert nach der Balkentheorie ableiten zu:

$$F_{t,90,d} = V_d \left[3 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 2 \left(\frac{a}{h} \right)^3 \right] \quad (9)$$

In Wirklichkeit ist die Querzugkraft größer als sich nach der Balkentheorie ergibt, da der Bereich der Ausklinkung eher durch eine Scheibe als durch einen Balken dargestellt werden kann. So erhöht z. B. das Auftreten von Querdruckspannungen in dem Bereich, der weiter von der Ausklinkung entfernt ist, die Größe der Querzugkraft. Auch der Abstand x der Auflagerkraft V von der Ausklinkungsecke beeinflusst die Größe der auftretenden Querzugkraft. Für Abstände $x \leq h_e/3$ kann nach Henrici (1984, 1990) die Größe der Querzugkraft genügend genau abgeschätzt werden zu:

$$F_{t,90,d} = 1,3 V_d \left[3 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 2 \left(\frac{a}{h} \right)^3 \right] \quad (10)$$

2.3 Durchbrüche

Die Ecken von Durchbrüchen stellen ähnlich wie bei Ausklinkungen Singularitätsstellen dar, in denen durch Kraftumlagerungen hohe Querzug- und Schubspannungen auftreten

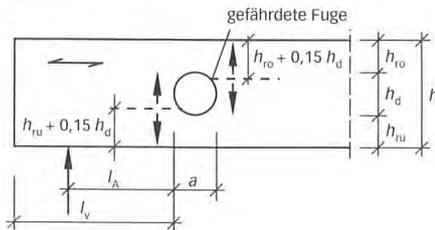
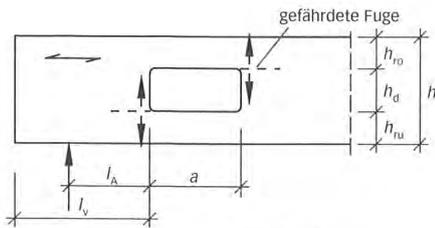


Bild 5: Rechteckiger (oben) und kreisförmiger (unten) Durchbruch eines Biegeträgers

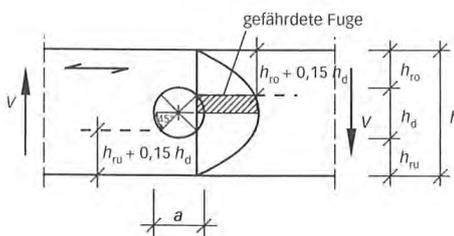
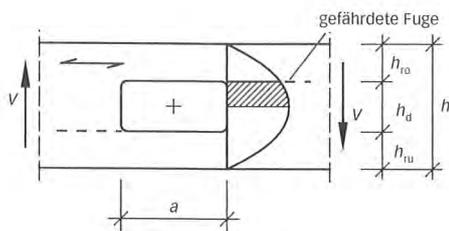


Bild 6: Ermittlung der Querkraft über die zugeordneten Schubspannungen für rechteckige (oben) und kreisförmige (unten) Durchbrüche

können. Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Trägern mit unverstärkten bzw. verstärkten Durchbrüchen wurden von Kolb und Frech (1977) sowie von Kolb und Epple (1985) durchgeführt. Es wurden kreisförmige und rechteckige Durchbrüche untersucht, als Verstärkung wurden aufgeklebte Holzwerkstoffplatten und eingeklebte Stahlstäbe verwendet.

Bei unverstärkten rechteckigen Durchbrüchen geht das Versagen von den beiden diagonal gegenüberliegenden querzugbeanspruchten Ecken aus, bei kreisförmigen Durchbrüchen treten die Risse an Stellen am Kreisrand auf, an denen der unter 45° geneigte Kreisdurchmesser den Durchbruchsrand schneidet (siehe **Bild 5**).

Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente zeigen, daß die Querkraft am Durchbruchsrand gut mit der Technischen Biegelehre abgeschätzt werden kann. Die durch die Querkraft verursachte Querkraft $F_{t,V}$ bzw. deren Bemessungswert $F_{t,V,d}$ entspricht der in **Bild 6** schraffierten Fläche im Schubspannungsdiagramm:

$$F_{t,V,d} = V_d \cdot h_t^2 \left[3 \left(\frac{1}{(h-h_d)^2} - \frac{1}{h^2} \right) - 2 \left(\frac{h_t}{(h-h_d)^3} - \frac{h_t}{h^3} \right) \right] \quad (11)$$

mit

$$h_t = h_{ro} \text{ bzw. } h_t = h_{ru} \text{ für rechteckige Durchbrüche und } h_t = h_{ro} + 0,15 h_d \text{ bzw. } h_t = h_{ru} + 0,15 h_d \text{ für kreisförmige Durchbrüche und}$$

Gleichung (11) gilt unter der Bedingung, daß folgende Grenzwerte eingehalten sind:

$$l_A \geq h/2$$

$$a \leq h$$

$$h_{ro} \text{ bzw. } h_{ru} \geq h/4$$

Die verbleibenden Restquerschnitte oberhalb und unterhalb der Ausklinkung müssen die gesamte Querkraft übertragen. Bei einer asymmetrischen Anordnung des Durchbruchs sollte die Querkraft im Verhältnis der Einzelhöhen der Restquerschnitte aufgeteilt werden.

Die von Kolb und Epple (1985) dargestellten Versuchsergebnisse zeigen auch Querzugversagen in querkräftfreien Bereichen durchbrochener Brettschichtholzträger. Aus den Versuchsergebnissen wurde ein Momentenanteil $F_{t,M}$ für die Querkraft ermittelt, der zusätzlich zum Anteil aus Querkraft anzusetzen ist:

$$F_{t,M,d} = 0,008 \frac{M_d}{h_t} \quad (12)$$

Die anzusetzende Querkraft $F_{t,90}$ bzw. deren Bemessungswert $F_{t,90,d}$ ergibt sich damit als Summe aus Querkraft- und Momentenanteil:

$$F_{t,90,d} = F_{t,V,d} + F_{t,M,d} \quad (13)$$

Durchbrüche in Brettschichtholzträgern verursachen nicht nur Querzugbeanspruchungen, gegenüber Trägern ohne Durchbrüche ist durch die Kraftumleitungen auch der Verlauf der Biegespannungen gestört. Kolb und Epple (1985) führten FE-Berechnungen durch, die im Bereich der Ecken von rechteckigen Durchbrüchen deutliche Erhöhungen der Biege- und Randspannungen zeigen. Diese Erhöhungen der Biege- und Randspannungen können vereinfacht durch folgende Vorgehensweise bei der Bemessung berücksichtigt werden: die Schnittgrößen in der Mitte des Durchbruchs werden dem Biegespannungsnachweis zugrunde gelegt. Die Längsspannungen aus Biegemoment und gegebenenfalls Normalkraft werden mit dem Nettoquerschnitt des gesamten Trägers berechnet. Zusätzlich wird die Querkraft anteilig entsprechend der Querschnittshöhe der Restquerschnitte auf diese aufgeteilt und ein zusätzliches Biegemoment aus Querkraftanteil und dem Hebelarm, der der halben Durchbruchlänge entspricht, ermittelt. Die Spannungen aus diesem zusätzlichen Biegemoment werden mit den Einzelquerschnitten der Bereiche oberhalb bzw. unterhalb des Durchbruchs ermittelt. Mit diesem Vorgehen wird näherungsweise die Rahmenwirkung des Durchbruchbereiches berücksichtigt. Für kreisförmige Durchbrüche genügt dagegen der Nachweis der Biege- und Randspannungen mit dem Nettoquerschnitt des Trägers.

2.4 Queranschlüsse

Bei Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln, bei denen Kräfte rechtwinklig zur Bauteilachse ins Holz eingeleitet werden, treten Querzugspannungen auf, die weitgehend unabhängig von der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel die Tragfähigkeit des Anschlusses begrenzen können. Versagen tritt hierbei stets in der Höhe der Verbindungsmittel auf, die am weitesten vom beanspruchten Rand entfernt sind. Beispiele für durch Querzugversagen des Holzes gefährdete Queranschlüsse sind in **Bild 7** dargestellt.

Ehlbeck, Görlacher und Werner (1992) sowie Van der Put (1990) haben Untersuchungen zur Tragfähigkeit querzuggefährdeter Queranschlüsse durchgeführt. Der Bemessungswert der Querzugkraft $F_{t,90,d}$ in der Höhe der obersten Verbindungsmittelreihe in **Bild 8** ergibt sich danach zu:

$$F_{t,90,d} = F_{90,d} \left[1 - 3 \left(\frac{a}{h} \right)^2 + 2 \left(\frac{a}{h} \right)^3 \right] \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{h} \right)^2 \quad (14)$$

Dabei ist n die Anzahl der Verbindungsmittelreihen.

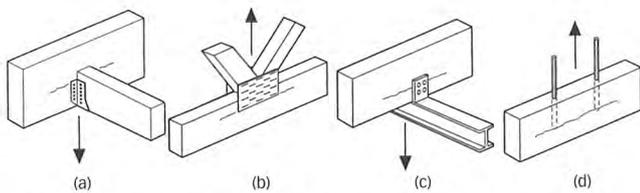


Bild 7: Queranschlüsse mit möglicher Ribbildung: (a) Balkenschuhanschluss, (b) Anschluß mit Nagelplatten, (c) Anschluß mit Paßbolzen oder Schrauben (d) eingeklebte Stahlstäbe

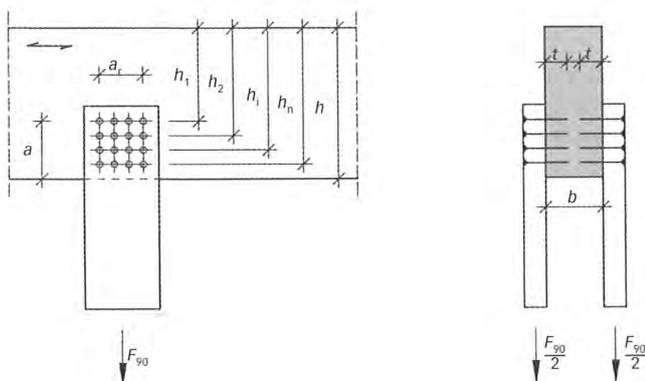


Bild 8: Queranschluß mit mechanischen Verbindungsmitteln

3 Konstruktionsregeln

3.1 Eingeklebte Stäbe

Als innenliegende Verstärkungen, die rechtwinklig zur Faserrichtung in das Holz eingeklebt werden, stehen ver-

schiedene Stahlstäbe zur Verfügung:

- Gewindebolzen (früher Gewindestangen) nach DIN 976-1 (2/95) mit metrischem Gewinde,
- Stäbe mit dem Gewinde von Sechskant-Holzschrauben nach DIN 571 (12/86),
- Betonstabstähle nach DIN 488-1 (9/84)
- GEWI-Stähle BSt 500S nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung.

Die Bohrungen im Holz zum Einbringen der Stahlstäbe sind mit den Außendurchmessern der Stäbe (Abmaß $-0/+5$ mm) auszuführen. Das Einkleben der Stahlstäbe muß mit geeigneten Klebern erfolgen. Es kommen dabei z. B. Kunstharze auf Resorcin-, Polyurethan- und Epoxydbasis zum Einsatz. Die Mindestlänge eines jeden Stahlstabes beträgt $2 l_{ad}$ (siehe **Bild 9**). Bei Verstärkungen von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern müssen die Stahlstäbe über die gesamte Trägerhöhe durchgehen, um ein Aufspalten des Holzes am Ende der Verstärkungselemente zu verhindern.

Die End- und Randabstände sowie die Abstände der Stahlstäbe untereinander dürfen die in **Bild 9** angegebenen Mindestwerte nicht unterschreiten. Dabei ist d_t der Außendurchmesser der eingeklebten Stäbe.

Der Abstand a_1 der Stahlstäbe untereinander in Trägerlängsrichtung sollte mindestens 250 mm, jedoch nicht mehr als 3/4 der mittleren Trägerhöhe des Firstbereiches betragen (siehe **Bild 10**).

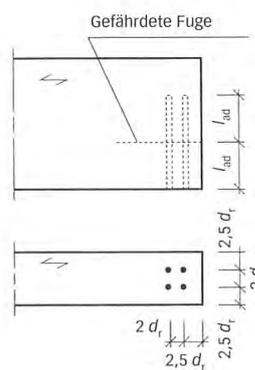


Bild 9: Mindestlänge und Mindestabstände der Stahlstäbe bei verstärkten Ausklinkungen, Durchbrüchen und Queranschlüssen

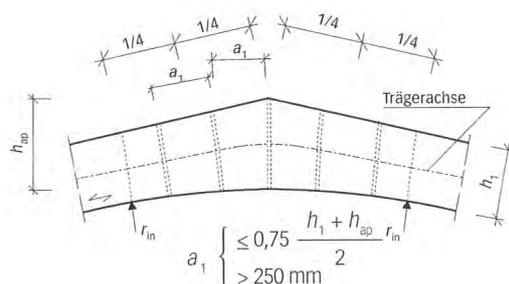


Bild 10: Beispiel für die Anordnung der Stahlstäbe in Trägern

3.2 Aufgeklebte Holzwerkstoffplatten oder Bretter

Als außenliegende Verstärkungen, die beidseitig symmetrisch aufzukleben sind, dürfen verwendet werden

- Bau-Furniersperrholz nach DIN 68 705-3 und -5,
- Furnierschichtholz nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen,
- Bretter.

Das Aufkleben der Verstärkungen aus Holz und Holzwerkstoffen muß mit Klebern erfolgen, die zum Kleben tragender Holzbauteile geeignet sind und gemäß Gebrauchsanweisung Klebefugendicken bis zu 2 mm aufweisen dürfen. Neben den Produkten in der Liste der geprüften Kleber der FMFA Baden-Württemberg sind auch Epoxidharzkleber geeignet. Die Verstärkungen sind entsprechend **Bild 11** aufzukleben. Bei Verstärkungen von gekrümmten Trägern und Satteldachträgern müssen sich die Verstärkungen über die gesamte Trägerhöhe erstrecken.

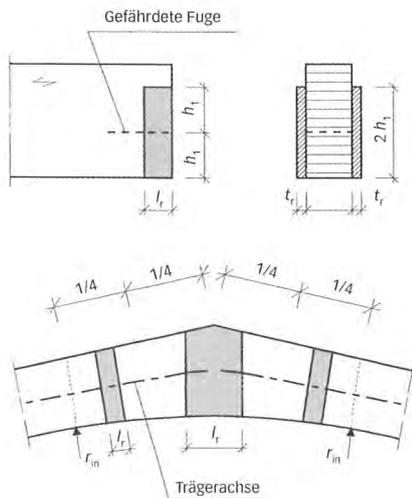


Bild 11: Seitlich aufgeklebte Verstärkungen

3.3 Eingepreßte Nagelplatten

Verstärkungen mit Nagelplatten sind sinngemäß nach Abschnitt 3.2 anzuordnen. Die Plattenhaupttrichtung sollte dabei etwa rechtwinklig zur Faserrichtung des zu verstärkenden Bauteils verlaufen.

3.4 Eingedrehte Schrauben

Die Schrauben müssen über die rechnerisch erforderliche Verankerungslänge ein Gewinde aufweisen. Die Vorbohrung des Holzes ist über die Länge des Gewindes mit einem Bohrl Lochdurchmesser von $0,7 d_s$ vorzunehmen, wobei mit d_s der Schaftdurchmesser bezeichnet wird.

4 Bemessung der Verstärkungselemente

4.1 Gekrümmte Träger und Satteldachträger aus Brettschichtholz

Bei der Aufnahme der Zugkraft durch Stahlstäbe ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{F_{t,90,d}}{l_{\text{ad}} d_r \pi} \quad (15)$$

nachzuweisen, daß

$$\frac{\tau_{\text{mean,d}}}{f_{k1,d}} \leq 1 \quad (16)$$

Dabei sind

$F_{t,90,d}$ die Zugkraft je Stahlstab nach Gl. (7) bzw. (8)

l_{ad} die halbe Einkleblänge des Stahlstabes (= halbe Trägerhöhe)

d_r der Außendurchmesser des Stahlstabes

$f_{k1,d}$ der Bemessungswert der Klebfugenspannung, ermittelt mit dem charakteristischen Festigkeitswert nach **Tabelle 1**

Die Zugbeanspruchung des Stahlstabes ist mit dem Spannungsquerschnitt nachzuweisen.

Bei der Aufnahme der Zugkraft durch seitlich aufgeklebte Verstärkungsplatten ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{F_{t,90,d}}{l_r h} \quad (17)$$

nachzuweisen, daß

$$\frac{\tau_{\text{mean,d}}}{f_{k2,d}} \leq 1 \quad (18)$$

Dabei sind

$F_{t,90,d}$ die Zugkraft je Verstärkungsplatte nach Gl. (7) bzw. (8)

h die Trägerhöhe

l_r die Länge der Verstärkung in der Trägerachse

$f_{k2,d}$ der Bemessungswert der Festigkeit der Klebfuge zwischen Brettschichtholz und Verstärkung, ermittelt mit dem charakteristischen Festigkeitswert nach **Tabelle 1**.

Tabelle 1: Charakteristische Festigkeitswerte in N/mm^2 für Klebfugen bei Verstärkungen

		Wirksame Einkleblänge l_{ad} des Stahlstabes		
		≤ 250 mm	$250 \text{ mm} < l_{\text{ad}} \leq 500$ mm	$500 \text{ mm} < l_{\text{ad}} \leq 1000$ mm
$f_{k1,k}^{1)}$	Klebfuge zwischen Stahlstab und Bohrlochwandung	4,0	$5,25 - 0,005 l_{\text{ad}}$	$3,5 - 0,0015 l_{\text{ad}}$
$f_{k2,k}^{2)}$	Klebfuge zwischen Trägeroberfläche und Verstärkungsplatte	0,75		

¹⁾ Nach Blaß u. a. (1996)

²⁾ Nach Vorschlag der Verfasser

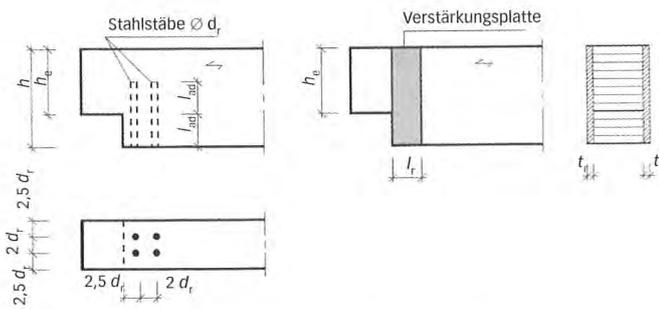


Bild 12: Verstärkungen rechtwinkliger Ausklinkungen

Für die gleichmäßig verteilt angenommene Zugspannung in den aufgeklebten Verstärkungsplatten

$$\sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 t_r l_r} \quad (19)$$

ist nachzuweisen, daß

$$\frac{\sigma_{t,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad (20)$$

Dabei sind

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

4.2 Rechtwinklige Ausklinkungen bei Biegeträgern mit Rechteckquerschnitt

Bei der Bemessung der Verstärkung für die Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gl. (10) ist für Stahlstäbe für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung

$$\tau_{\text{mean},d} = \frac{F_{t,90,d}}{n d_r \pi l_{ad}} \quad (21)$$

nachzuweisen, daß

$$\frac{\tau_{\text{mean},d}}{f_{k1,d}} \leq 1 \quad (22)$$

Dabei sind

- l_{ad} die wirksame Verankerungslänge (siehe **Bild 12**)
- n die Anzahl der Stahlstäbe; es dürfen nicht mehr als zwei in Trägerlängsrichtung hintereinander angeordnete Stäbe in Rechnung gestellt werden.
- d_r der Stahlstabaußendurchmesser
- $f_{k1,d}$ der Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit, ermittelt mit dem charakteristischen Festigkeitswert nach **Tabelle 1**.

Die Zugbeanspruchung der Stahlstäbe ist mit dem Spannungsquerschnitt nachzuweisen.

Bei einer Verstärkung durch seitlich aufgeklebte Verstärkungsplatten ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung

$$\tau_{\text{mean},d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 (h - h_e) l_r} \quad (23)$$

nachzuweisen, daß

$$\frac{\tau_{\text{mean},d}}{f_{k2,d}} \leq 1 \quad (24)$$

Dabei sind

- h die Trägerhöhe
- h_e die Trägerhöhe abzüglich der Ausklinkungshöhe
- l_r die Länge der Verstärkungsplatte
- $f_{k2,d}$ der Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit, ermittelt mit dem charakteristischen Festigkeitswert nach **Tabelle 1**.

Für die Zugspannung in den aufgeklebten Verstärkungsplatten

$$\sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 t_r l_r} \quad (25)$$

ist nachzuweisen, daß

$$\frac{2 \sigma_{t,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad (26)$$

Dabei sind

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

Es wird vorgeschlagen, den Nachweis der Zugspannung in der Verstärkungsplatte nach Gleichung (26) mit der zweifachen Spannung $\sigma_{t,d}$ zu führen, um damit die näherungsweise dreiecksförmige Spannungsverteilung zu berücksichtigen, die durch die Konzentration der Querzugkraft in der Ausklinkungsecke entsteht (siehe **Bild 4**).

Die Verstärkungsplatten sind entsprechend **Bild 12** aufzukleben, wobei gilt

$$0,25 \leq \frac{l_r}{h - h_e} \leq 0,5$$

Verstärkungen mit Nagelplatten sind sinngemäß nach den Gleichungen (23) bis (26) nachzuweisen. Dabei ist in Gleichung (23) für die Nagelplattenteilfläche $(h - h_e) l_r$ die zugehörige wirksame Anschlußfläche A_{ef} einzusetzen. Der Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit $f_{k2,d}$ in Gleichung (24) ist bei Verwendung von Nagelplatten durch den Bemessungswert der Nageltragfähigkeit $f_{a,0,90,d}$ für $\alpha = 0^\circ$ und $\beta = 90^\circ$ zu ersetzen. Mit der Gleichung (25) läßt sich der Bemessungswert der Plattenzugbeanspruchung pro Längeneinheit ermitteln, wenn man $t_r = 1$ setzt. In dem Nachweis der Plattenzugtragfähigkeit nach Gleichung (26) muß dann anstelle von $f_{t,d}$ der Bemessungswert $f_{t,0,d}$ der Plattenzugtragfähigkeit stehen, weil die Nagelplatte mit ihrer Hauptrichtung rechtwinklig zur Holzfasern und damit parallel zur Querzugkraft einzupressen ist.

4.3 Durchbrüche bei Biegeträgern mit Rechteckquerschnitt aus Brettschichtholz

Durchbrüche sind nach Kolb/Epple (1985) zu verstärken, wenn für den Bemessungswert der Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gl. (13) gilt

$$F_{t,90,d} > 0,5 l_{t,90} b f_{t,90,d}$$

$f_{t,90,d}$ ist der Bemessungswert der Zugfestigkeit des Brettschichtholzes rechtwinklig zur Faser

b ist die Trägerbreite

$$l_{t,90} = \begin{cases} 0,5 (h_d + h) & \text{für rechteckige Durchbrüche (27a)} \\ 0,353 h_d + 0,5 h & \text{für kreisförmige Durchbrüche (27b)} \end{cases}$$

Bei der Verstärkung mit Stahlstäben ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{F_{t,90,d}}{n d_r \pi l_{\text{ad}}} \quad (28)$$

nachzuweisen, daß

$$\frac{\tau_{\text{mean,d}}}{f_{k1,d}} \leq 1 \quad (29)$$

Dabei sind

$$l_{\text{ad}} = \begin{cases} \leq h_{ru} \text{ bzw. } h_{ro} & \text{für rechteckige Durchbrüche (30a)} \\ \leq h_{ru} + 0,15 h_d \text{ bzw. } h_{ro} + 0,15 h_d & \text{für kreisförmige Durchbrüche (30b)} \end{cases}$$

$h_{ro(ru)}$ siehe **Bild 13**

n die Anzahl der Stahlstäbe

$f_{k1,d}$ der Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit, ermittelt mit dem charakteristischen Festigkeitswert nach **Tabelle 1**.

Die Zugbeanspruchung des Stahlstabes ist mit dem Spannungsquerschnitt nachzuweisen.

Bei Verstärkungsplatten ist für die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{F_{t,90,d}}{2 a_r h_{\text{ad}}} \quad (31)$$

nachzuweisen, daß

$$\frac{\tau_{\text{mean,d}}}{f_{k2,d}} \leq 1 \quad (32)$$

Dabei sind

$$h_{\text{ad}} = \begin{cases} h_1 & \text{für rechteckige Durchbrüche (33a)} \\ h_1 + 0,15 h_d & \text{für kreisförmige Durchbrüche (33b)} \end{cases}$$

a_r, h_1, h_d siehe **Bild 13**

$f_{k2,d}$ ist der Bemessungswert der Klebfugensfestigkeit, ermittelt mit dem charakteristischen Festigkeitswert $f_{k2,k}$ nach **Tabelle 1**.

Für die gleichmäßig verteilt angenommene Zugspannung in den aufgeklebten Verstärkungsplatten

$$\sigma_{t,d} = \frac{F_{t,90,d}}{2 a_r t_r} \quad (34)$$

ist nachzuweisen, daß

$$\frac{2 \sigma_{t,d}}{f_{t,d}} \leq 1 \quad (35)$$

Dabei sind

a_r, t_r siehe **Bild 13**

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

Die Verstärkungsplatten sind entsprechend **Bild 13** aufzukleben, wobei gilt

$0,25 a \leq a_r \leq 0,6 l_{t,90}$ mit $l_{t,90}$ nach Gleichung (27a bzw. b) und

$$h_1 \geq 0,25 a$$

Verstärkungen mit Nagelplatten sind sinngemäß nach den obigen Gleichungen nachzuweisen. Das Vorgehen bei Verstärkungen von Durchbrüchen mit Nagelplatten entspricht dem bei Verstärkungen von Ausklinkungen nach Abschnitt 4.2.

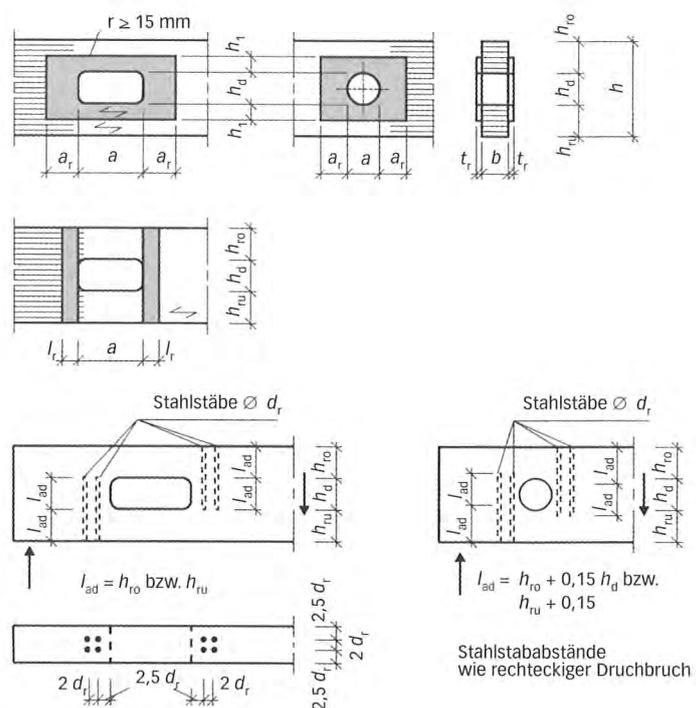


Bild 13: Verstärkte Durchbrüche

4.4 Queranschlüsse

Die Bemessung der Verstärkungselemente kann für Queranschlüsse sinngemäß wie für rechtwinklige Ausklinkungen von Biegeträgern mit Rechteckquerschnitt erfolgen. **Bild 14** zeigt das Prinzip der Verstärkung mit eingeklebten Stahlstäben bzw. aufgeklebten Laschen aus Holzwerkstoffen bzw. Brettern. Die Verstärkungselemente können bei Verstärkungen von z. B. Balkenschuhanschlüssen mit eingeklebten Stahlstäben oder Nagelplatten auch zwischen den beiden Nagelgruppen des Hauptträgeranschlusses angeordnet werden.

Bei der Verstärkung mit eingeklebten Stahlstäben sind die Nachweise nach den Gleichungen (21) bzw. (22) zu führen. Bei der Aufnahme der Zugkraft $F_{t,90,d}$ nach Gl. (14) durch seitlich aufgeklebte Verstärkungsplatten ist die gleichmäßig verteilt angenommene Klebfugenspannung und die Tragfähigkeit der Platte sinngemäß nach den Gleichungen (23) bis (26) nachzuweisen. In Gleichung (23) ist dabei anstelle von $(h - h_e)$ der kleinere Wert aus $l_{ad,c}$ bzw. $l_{ad,t}$ (siehe **Bild 14**) einzusetzen.

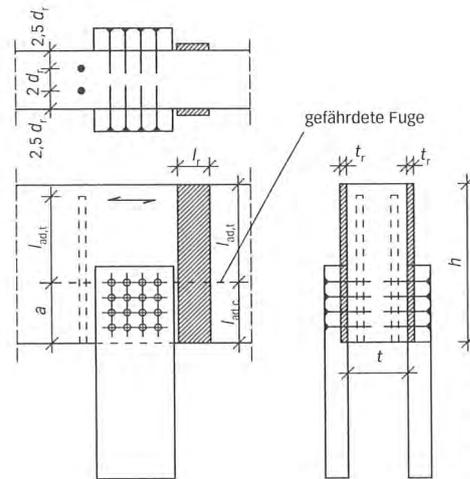


Bild 14: Beispiele für die Verstärkung von Queranschlüssen

5 Zusammenfassung

Querzuggefährdete Bereiche in Holzbauteilen sind insbesondere die Firstbereiche gekrümmter Träger und Satteldachträger, ausgeklinkte Trägersauflager, Trägerdurchbrüche und Queranschlüsse. Für diese Bereiche werden zunächst die Querzugkräfte infolge direkter, äußerer Einwirkungen angegeben. Es wird vorgeschlagen, diese Querzugkräfte vollständig durch Verstärkungen aufzunehmen, d.h. mit gerissener Querzugzone zu rechnen.

Unterschiedliche Verstärkungsmaßnahmen wie ins Holz eingeklebte Stahlstäbe, auf das Holz eingeklebte Holzwerkstoffplatten oder Bretter oder in das Holz eingepreßte Nagelplatten werden vorgestellt. Konstruktionsregeln für die verschiedenen Verstärkungsmaßnahmen werden angegeben, und es werden detaillierte Vorschläge für die Bemessung der Verstärkungselemente gemacht. Bemessungsbeispiele für häufig vorkommende Fälle in Holzkonstruktionen erlauben eine direkte Anwendung der vorgeschlagenen Rechenregeln.

6 Literatur

Aicher, S. und Dill-Langer, G. 1997: DOL effect in tension perpendicular to the grain of glulam depending on service classes and volume. Proceedings, CIB-W18 Timber Structures, Meeting 30, Vancouver, Kanada, ISSN 0945-6996

Blaß, H.J., Eberhart, O., Ehlbeck, J. und Gerold, M. 1996: Wirkungsweise von eingeklebten Gewindestangen bei der Aufnahme von Querzugkräften in gekrümmten Biegeträgern und Entwicklung von Bemessungsgrundlagen. Forschungs-

bericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe (TH)

Blumer, H. 1979: Spannungsberechnung an anisotropen Kreisbogenscheiben und Satteldachträgern konstanter Dicke. Veröffentlichung des Lehrstuhls für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH)

Brüninghoff, H. und Schmidt, K. 1991: Praxisnahe Empfehlungen zur Reduzierung von Querzugrissen bei geklebten Satteldachträgern aus Brettschichtholz. Lehr- und Forschungsgebiet Ingenieurholzbau, Bergische Universität Wuppertal; unveröffentlicht

Ehlbeck, J., Görlacher, R. und Werner, H. 1992: Empfehlungen zum einheitlichen, genaueren Querzugnachweis für Anschlüsse mit mechanischen Verbindungsmitteln. Holzbau-Statik-Aktuell, Juli 1992/5

Ehlbeck, J. und Kürth, J. 1990: Einfluß des querzugbeanspruchten Volumens auf die Tragfähigkeit gekrümmter Träger konstanter Höhe und gekrümmter Satteldachträger aus Brettschichtholz. Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe (TH)

Henrici, D. 1984: Beitrag zur Spannungsermittlung in ausgeklinkten Biegeträgern aus Holz. Dissertation, Technische Universität München

Henrici, D. 1990: Beitrag zur Bemessung ausgeklinkter Brettschichtholzträger. Bauen mit Holz 92, S. 806 – 811

Kolb, H. und Frech, P. 1977: Untersuchungen an durchbrochenen Bindern aus Brettschichtholz. Holz als Roh- und Werkstoff 35, S. 125 – 134

Kolb, H. und Epple, A. 1985: Verstärkung von durchbrochenen Brettschichtbindern. Forschungsbericht I.4-34810 der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg

Van der Put, T. 1990: Tension perpendicular to the grain at notches and joints. Proceedings, Proceedings, CIB-W18 Timber Structures, Meeting 23, Lissabon, Portugal

Querzugverstärkungen...

von Holzbauteilen – Bemessungsbeispiele

Im folgenden werden die Vorschläge für die Nachweise von Querzugverstärkungen von Holzbauteilen durch Bemessungsbeispiele ergänzt. Die charakteristischen Festigkeitskennwerte sind dem Nationalen Anwendungsdokument für DIN V ENV 1995 Teil 1-1 entnommen.

1 Satteldachträger

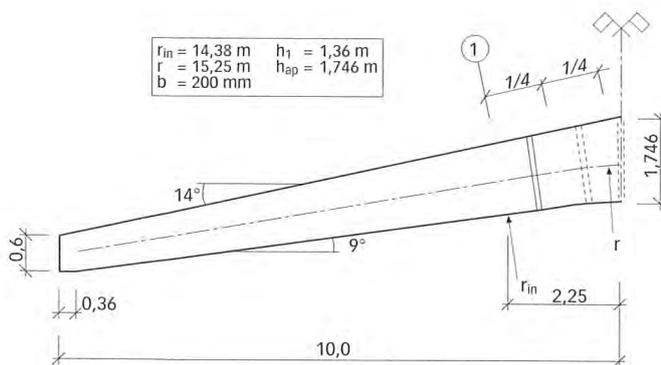


Bild 1: Satteldachträger mit gekrümmtem unteren Rand

Für den in **Bild 1** dargestellten Satteldachträger aus Brett-schichtholz der Festigkeitsklasse BS 11 in der Nutzungs-klasse 1 und mit dem Bemessungswert des maximalen Biegemomentes $M_{ap,d} = 600 \text{ kNm}$ berechnet sich der Bemessungswert der maximalen Querzugspannung im First-Querschnitt nach Gl. (1) zu

$$\sigma_{t,90,d} = 0,058 \frac{6 \cdot 600 \cdot 10^6}{200 \cdot 1746^2} = 0,342 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Querzugspannung im Firstquerschnitt mit

$$f_{t,90,d} = \frac{0,9 \cdot 0,45}{1,3} = 0,31 \text{ N/mm}^2 \text{ und}$$

$V = 1,43 \text{ m}^3$
ergibt

$$\frac{0,342}{1,7 \left(\frac{0,01}{1,43} \right)^{0,2}} = 1,75 \gg 1,$$

d. h. eine Verstärkung des Firstbereichs ist erforderlich.

Die von den Verstärkungen aufzunehmende Querzugkraft beträgt in der 2,38 m langen mittleren Hälfte des Firstbereichs analog zu Gl. (7)

$$F_{t,90,d} = 0,342 \cdot 200 \cdot 2380 \cdot 10^{-3} = 163 \text{ kN}$$

und in den 1,19 m langen äußeren Vierteln des Firstbereichs analog zu Gl. (8) jeweils

$$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \cdot 0,342 \cdot 200 \cdot 1190 \cdot 10^{-3} = 54,3 \text{ kN}$$

Nachweis der Klebfuge für die mittlere Hälfte des Firstbereichs:

Gewählt: 3 Gewindebolzen $\varnothing 16 \text{ mm}$ nach DIN 976-1, Festigkeitsklasse 8.8

mit $l_{ad} = 0,5 \cdot 1,58 \text{ m} = 0,79 \text{ m}$ (aus Bild 1)

$$\tau_{mean,d} = \frac{163 \cdot 10^3}{3 \cdot 790 \cdot 16 \cdot \pi} = 1,37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{k1,d} = (3,5 - 0,0015 \cdot 790) \frac{0,9}{1,3} = 1,60 \text{ N/mm}^2 \text{ nach Tabelle 1}$$

$$1,37/1,60 = 0,86 < 1$$

Nachweis der Klebfuge für die äußeren Viertel des Firstbereichs:

Gewählt: Je 1 Gewindebolzen $\varnothing 16 \text{ mm}$ nach DIN 976-1, Festigkeitsklasse 8.8

mit $l_{ad} = 0,5 \cdot 1,4 \text{ m} = 0,70 \text{ m}$ (aus **Bild 1**)

$$\tau_{mean,d} = \frac{54,3 \cdot 10^3}{700 \cdot 16 \cdot \pi} = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{k1,d} = (3,5 - 0,0015 \cdot 700) \frac{0,9}{1,3} = 1,70 \text{ N/mm}^2 \text{ nach Tabelle 1}$$

$$1,54/1,70 = 0,91 < 1$$

Nachweis des Gewindebolzens (mit $A_{sp} = 157 \text{ mm}^2$):

$$\sigma_{t,d} = \frac{54,3 \cdot 10^3}{157} = 346 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,d} = \frac{800}{1,1 \cdot 1,25} = 582 \text{ N/mm}^2$$

$$346/582 = 0,60 < 1$$

2 Rechtwinklige Ausklinkung

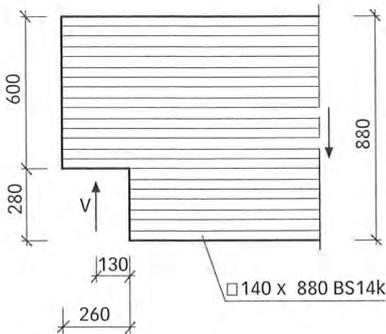


Bild 2: Rechtwinklige Ausklinkung am Auflager eines Brett-schichholzträgers

Angaben: Nutzungsklasse 1
 $V_d = 75,0 \text{ kN}$, $k_{\text{mod}} = 0,9$
 $f_{v,d} = 0,9 \cdot 2,7/1,3 = 1,87 \text{ N/mm}^2$

Die Überprüfung der in **Bild 2** dargestellten Ausklinkung eines Trägers aus Brett-schichtholz der Festigkeitsklasse BS 14k erfolgt nach Gl. (5.1.7.2a) in EC 5:

$$\frac{\tau_d}{k_v f_{v,d}} \leq 1$$

mit

$$\tau_d = 1,5 \frac{75,0 \cdot 10^3}{140 \cdot 600} = 1,34 \text{ N/mm}^2$$

$$k_n = 6,5$$

$$x = 130 \text{ mm}$$

$$\alpha = 600/880 = 0,682$$

$$k_v = \frac{6,5}{\sqrt{880 \left[\sqrt{0,682(1-0,682)} + 0,8 \frac{130}{880} \sqrt{\frac{1}{0,682} - 0,682^2} \right]}} = 0,375$$

In Gl. (5.1.7.2a) in EC 5 eingesetzt, ergibt

$$\frac{1,34}{0,375 \cdot 1,87} = 1,91 \gg 1,$$

d. h. die Ausklinkung muß verstärkt werden.

Größte Querkraft nach Gl. (10) mit $a/h = 280/880 = 0,318$:
 $F_{t,90,d} = 1,3 \cdot 75,0 [3 \cdot 0,318^2 - 2 \cdot 0,318^3] = 23,3 \text{ kN}$

Gewählt: 1 Gewindebolzen $\varnothing 16 \text{ mm}$ nach DIN 976-1;
 Festigkeitsklasse 5.8

Tragfähigkeitsnachweis für die Klebfuge:

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{23,3 \cdot 10^3}{16 \cdot \pi \cdot 280} = 1,66 \text{ N/mm}^2 \text{ (nach Gl. (21))}$$

$$f_{k1,d} = 0,9 (5,25 - 0,0015 \cdot 280)/1,3 = 3,34 \text{ N/mm}^2$$

nach Tabelle 1

$$1,66/3,34 = 0,5 < 1$$

Nachweis des Gewindebolzens

$$\sigma_{t,d} = \frac{23,3 \cdot 10^3}{157} = 148 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,d} = \frac{500}{1,1 \cdot 1,25} = 364 \text{ N/mm}^2$$

$$148/364 = 0,41 < 1$$

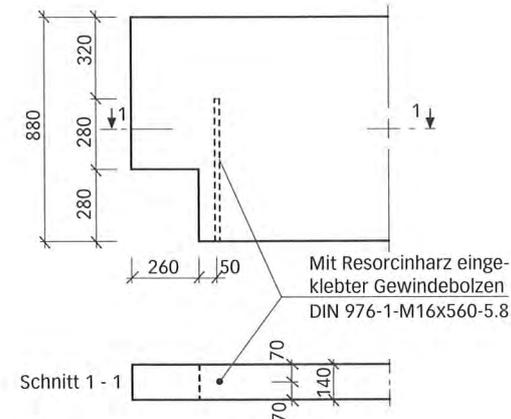


Bild 3: Verstärkte Ausklinkung

3 Durchbrüche

3.1 Rechteckiger Durchbruch

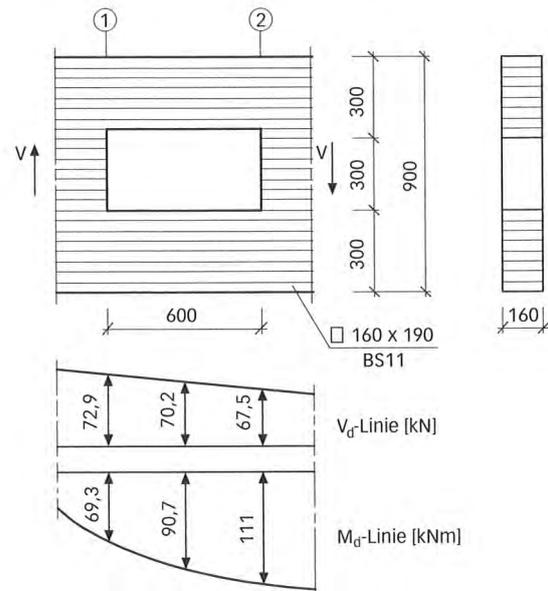


Bild 4: Rechteckiger Durchbruch

Ermittlung der Querkraft in der gefährdeten Fuge, die an der Stelle 1 beginnt

Mit

$$V_{1,d} = 72,9 \text{ kN}$$

$$h_r = 300 \text{ mm};$$

$$M_{1,d} = 69,3 \text{ kNm}$$

$$(h - h_r) = 900 - 300 = 600 \text{ mm}$$

ergibt sich nach Gl. (11)

$$F_{t,v,d} = 72,9 \cdot 300^2 \left[3 \left(\frac{1}{600^2} - \frac{1}{900^2} \right) - 2 \left(\frac{300}{600^3} - \frac{300}{900^3} \right) \right]$$

$$= 72,9 \cdot 0,2407 = 17,5 \text{ kN}$$

und nach Gl. (12)

$$F_{t,m,d} = 0,008 \frac{69,3}{0,3} = 1,85 \text{ kN}$$

und somit nach Gl. (13)

$$F_{t,90,d} = 17,5 + 1,85 = 19,4 \text{ kN}$$

Ermittlung der Querzugkraft in der gefährdeten Fuge, die an der Stelle 2 beginnt

Mit

$$V_{2,d} = 67,5 \text{ kN} \quad M_{2,d} = 111 \text{ kNm}$$

ergibt sich

$$F_{t,v,d} = 67,5 \cdot 0,2407 = 16,3 \text{ kN}$$

$$F_{t,m,d} = 0,008 \frac{111}{0,3} = 3,0 \text{ kN}$$

und somit nach Gl. (13)

$$F_{t,90,d} = 16,3 + 3,0 = 19,3 \text{ kN}$$

Die Fläche, die für die Aufnahme der Querzugkraft nach Kolb/Epple angesetzt werden kann, beträgt

$$b \cdot l_{t,90} = 160 \cdot 0,5 (300 + 900) = 96 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Der Bemessungswert der Querzugfestigkeit für Brettschichtholz der Festigkeitsklasse BS 11 in der Nutzungsklasse 1 und für die Klasse der Lasteinwirkungsdauer „mittel“ beträgt

$$f_{t,90,d} = 0,8 \cdot 0,45/1,3 = 0,277 \text{ N/mm}^2$$

Der Träger muß im Bereich des Durchbruches an den Stellen 1 und 2 verstärkt werden, weil

$$F_{t,90,d} = 19,4 \text{ kN} > 0,5 \cdot 96 \cdot 10^3 \cdot 0,277 \cdot 10^{-3} = 13,3 \text{ kN}$$

Gewählt: BFU-BU 100-12 beidseitig aufgeklebt
Abmessung $a_t \times 2h_t = 150 \times 600 \text{ mm}$

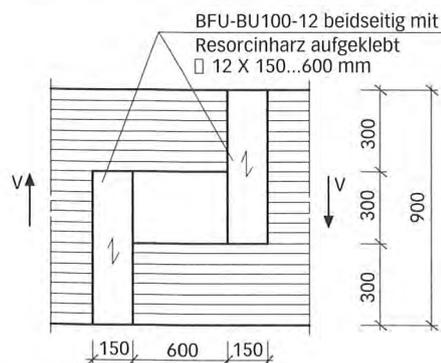


Bild 5: Verstärkung eines rechteckigen Durchbruches

$$\tau_{\text{mean,d}} = \frac{19,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 150 \cdot 300} = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{k2,d} = \frac{0,8 \cdot 0,75}{1,3} = 0,46 \text{ N/mm}^2 \text{ (nach Tabelle 1)}$$

$$0,22/0,46 = 0,48 < 1$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{19,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 150 \cdot 12} = 5,39 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,d} = \frac{0,8 \cdot 29,0}{1,3} = 17,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{2 \cdot 5,39}{17,8} = 0,61 < 1$$

Vereinfachter Nachweis der erhöhten Biegespannungen im Eckbereich des Durchbruches nach Abschnitt 2.3

$$W_n = \frac{160}{6 \cdot 900} (900^3 - 300^3) = 20,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_1 = \frac{160 \cdot 300^2}{6} = 2,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_d = 90,7 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d} = \frac{70,2}{2} \cdot \frac{0,6}{2} = 10,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{90,7 \cdot 10^6}{20,8 \cdot 10^6} + \frac{10,5 \cdot 10^6}{2,4 \cdot 10^6} = 8,73 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = \frac{0,8 \cdot 24,0}{1,3} = 14,7 \text{ N/mm}^2$$

$$8,73/14,7 = 0,59 < 1$$

3.2 Kreisförmiger Durchbruch

Ermittlung der Querzugkraft in der gefährdeten Fuge, die an der Stelle 1 beginnt

Mit

$$V_{1,d} = 71,2 \text{ kN} \quad M_{1,d} = 83,2 \text{ kNm}$$

$$h_t = h_o + 0,15 h_d = 300 + 0,15 \cdot 300 = 345 \text{ mm};$$

$$(h - h_d) = 900 - 300 = 600 \text{ mm}$$

ergibt sich nach Gl. (11)

$$F_{t,v,d} = 71,2 \cdot 345^2 \left[3 \left(\frac{1}{600^2} - \frac{1}{900^2} \right) - 2 \left(\frac{345}{600^3} - \frac{345}{900^3} \right) \right]$$

$$= 71,2 \cdot 0,2835 = 20,2 \text{ kN}$$

und nach Gl. (12)

$$F_{t,m,d} = 0,008 \frac{83,2}{0,345} = 1,93 \text{ kN}$$

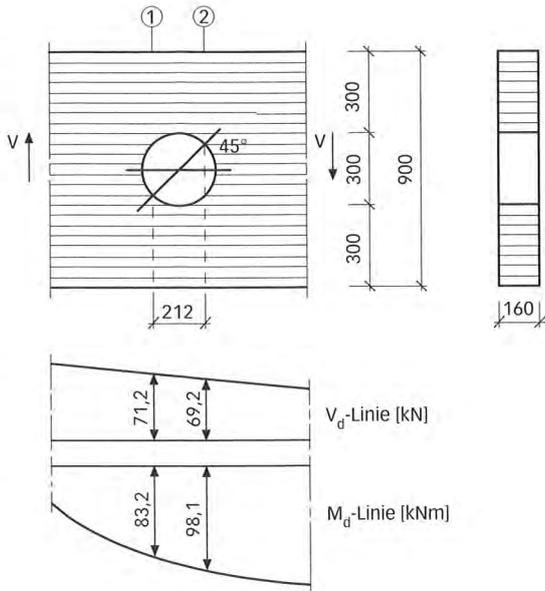


Bild 6: Kreisförmiger Durchbruch

und somit nach Gl. (13)

$$F_{t,90,d} = 20,2 + 1,93 = 22,1 \text{ kN}$$

Ermittlung der Querzugkraft in der gefährdeten Fuge, die an der Stelle 2 beginnt

Mit

$$V_{2,d} = 69,2 \text{ kN} \quad M_{2,d} = 98,1 \text{ kNm}$$

ergibt sich

$$F_{t,v,d} = 69,2 \cdot 0,2835 = 19,6 \text{ kN}$$

$$F_{t,m,d} = 0,008 \frac{98,1}{0,345} = 2,28 \text{ kN}$$

und somit nach Gl. (13)

$$F_{t,90,d} = 19,6 + 2,28 = 21,9 \text{ kN}$$

Die Fläche, die für die Aufnahme der Querzugkraft angesetzt werden kann, beträgt

$$b \cdot l_{t,90} = 160 (0,353 \cdot 300 + 0,5 \cdot 900) = 88,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Der Bemessungswert der Querzugfestigkeit beträgt

$$f_{t,90,d} = 0,8 \cdot 0,45/1,3 = 0,277 \text{ N/mm}^2$$

Der Träger muß im Bereich des Durchbruches an den Stellen 1 und 2 verstärkt werden, weil

$$F_{t,90,d} = 22,1 \text{ kN} > 0,5 \cdot 88,9 \cdot 10^3 \cdot 0,277 \cdot 10^{-3} = 12,3 \text{ kN}$$

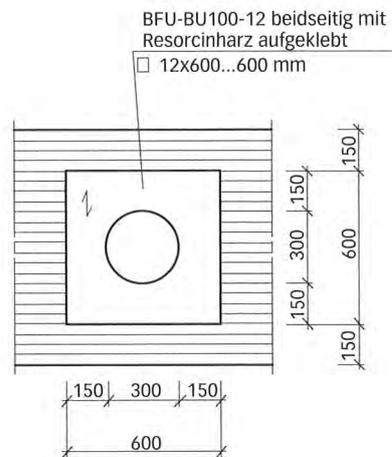


Bild 7: Verstärkung eines kreisförmigen Durchbruchs

Gewählt: BFU-BU 100 - 12 beidseitig aufgeklebt

Abmessung $a_t \times h_1 = 150 \times 150 \text{ mm}$;

$$h_{ad} = 150 + 0,15 \cdot 300 = 195 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{mean},d} = \frac{22,1 \cdot 10^3}{2 \cdot 150 \cdot 195} = 0,378 \text{ N/mm}^2$$

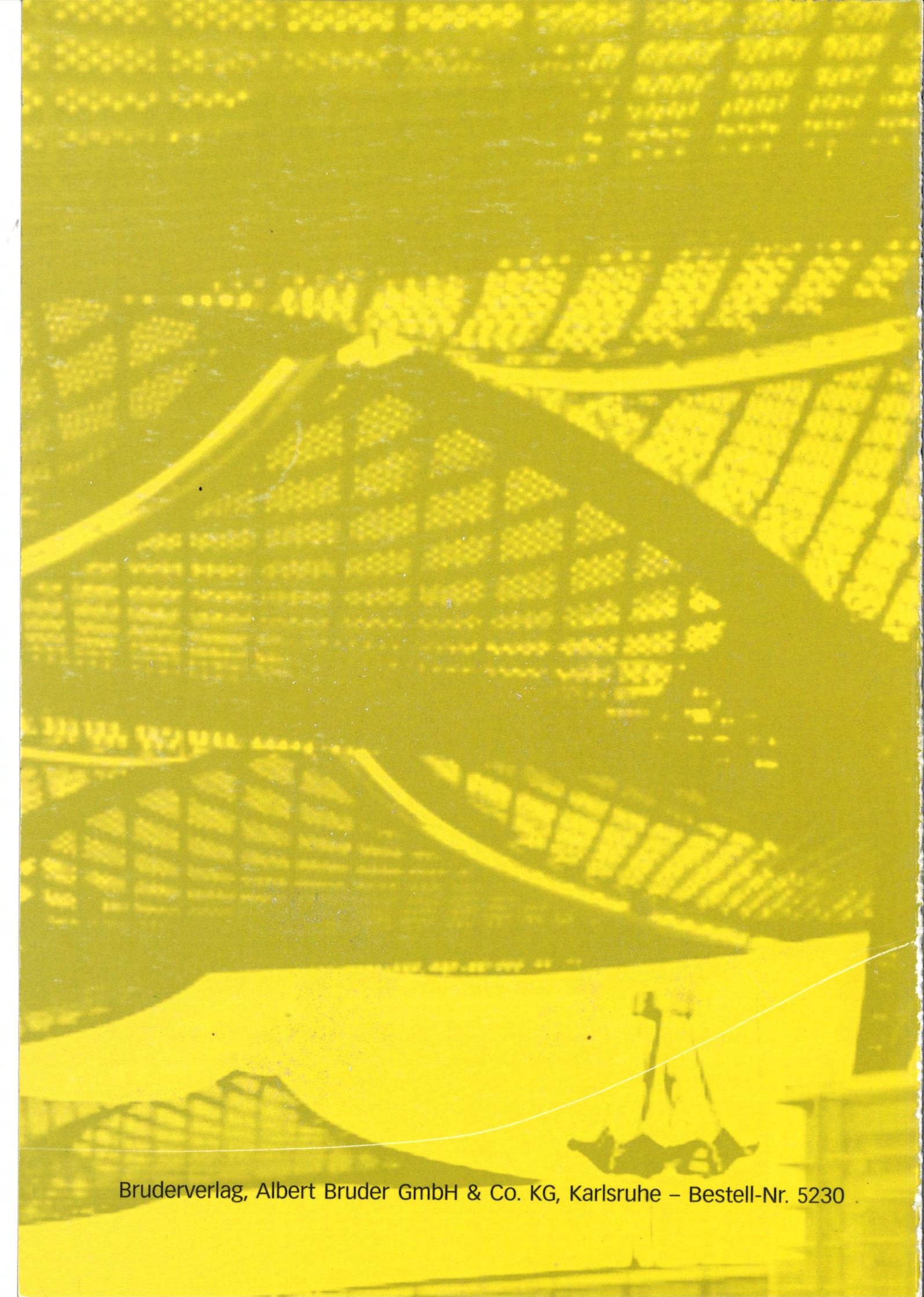
$$f_{k2,d} = \frac{0,8 \cdot 0,75}{1,3} = 0,46 \text{ N/mm}^2 \text{ (nach Tabelle 1)}$$

$$0,378/0,46 = 0,82 < 1$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{22,1 \cdot 10^3}{2 \cdot 150 \cdot 12} = 6,14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,d} = \frac{0,8 \cdot 29,0}{1,3} = 17,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{2 \cdot 6,14}{17,8} = 0,69 < 1$$



Bruderverlag, Albert Bruder GmbH & Co. KG, Karlsruhe – Bestell-Nr. 5230