

**Ingenieurholzbau
Karlsruher Tage**
Forschung für die Praxis

9. und 10. Oktober 2003

2003



Tagungsband



Universität Karlsruhe (TH)

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen

in Zusammenarbeit mit



BRUDERVERLAG

Berichtigungen

Beim Umwandeln der Daten ist ein Übertragungsfehler passiert.
Wir bitten, dies zu entschuldigen:

Auf **Seite 43** muss Gleichung (1) lauten:

$$\sigma_B = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{n_{ef} \cdot t \cdot h^2}{6}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (1)$$

Auf **Seite 44** muss Gleichung (4) lauten:

$$\sigma_B = \frac{M}{\hat{W}} = \frac{M}{\frac{n_{ef} \cdot 1000 \cdot h^2}{6}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4)$$

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.bauenmitholz@bruderverlag.de
Bestell-Nr. 5270
Layout und Produktion: Brigitte Heibrock
Druck: Druckerei Kliemo, B-4700 Eupen

Vorwort

Wissenschaft und Technik

Technik ist immer zweckbestimmt. Technik hat regelmäßig das Ziel, mittels Nutzung naturwissenschaftlicher Erkenntnisse das menschliche Wohlbefinden zu vergrößern. Wie diese Verbesserung des Wohlbefindens aussieht, kann sehr verschieden sein. Sie kann bezüglich der Technik nur aus der Sicht der Zielvorgabe bewertet werden.

Technik erfüllt Aufträge. Ideenentwicklung ist streng genommen kein Bestandteil der Technik. Erst wenn die Idee umsetzbar entwickelt ist, ergibt sich Technik, zuerst in Form von konditional zum Ziel führenden Regeln, die aus dem gesellschaftlichen Zusammenhang zwischen Naturwissenschaften und bestimmenden Menschen entstehen. Der „reine“ Techniker ist ein „Regeleinhalter“ mit dem Ziel, einen vorgegebenen Apparat, eine Maschine usw. zu planen und zu bauen, zu reparieren oder zu warten usw., so dass das technische Ziel erreicht wird und zugleich die gesellschaftlichen Regeln wie Sicherheit, Wirtschaftlichkeit, Schönheit usw. eingehalten sind. Techniker setzen keine Regeln, sie arbeiten danach.

Die Wissenschaft sorgt sich um das, was Wissen schafft. Wissen schaffen heißt zusätzliches, also neues Wissen zu finden, aber auch zugänglich zu machen. Ein Forscher, der etwas Neues herausfindet, was er grundsätzlich anderen nicht verständlich formulieren kann, wird mit seinem nicht vermittelten Wissen sterben, ohne Wissen geschaffen zu haben.

Wissen schaffen, also verständlich machen, führt nicht zwangsläufig zu einer allgemeinen Wissenerweiterung. Es gibt eine Fülle von Verbreitungs-Verhinderungs-Möglichkeiten:

- Das Verbot der Verbreitung!
- Die Verweigerung von Mitteln zur Verbreitung!
- Die Verpflichtung zur Geheimhaltung!
- Die Nicht-Wahrnehmung durch die Adressaten!

usw.

Daraus ergibt sich auch der Unterschied zwischen z.B. Industrie-Forschung und Hochschulforschung. Industrie-Forschung arbeitet nach wissenschaftlichen Grundsätzen, aber schafft kein allgemein verfügbares Wissen, ist also nicht Wissenschaft sondern nur wissenschaftlich.

Die „Ingenieurholzbau-Karlsruher Tage; Forschung für die Praxis“ stehen schon seitens der Veranstalter zwischen Forschung, die zum Teil auch Industrie-gebunden ist, und der Praxis, mit der sich die Teilnehmer mittels Technik ihren Lebensunterhalt verdienen. Der Bruderverlag als spezialisierter Holzbau-Informationen-Mittler dazwischen versucht das Schaffen von Wissen zu befördern.

Wir wünschen uns, dass der Tagungsband Ihnen bei der Erfüllung der Wünsche Ihrer Auftraggeber eine Hilfe sein möge. Ihre Wünsche an die „Karlsruher Tage“ 2004 sind uns gerne willkommen.

Hans Joachim Blaß
Klaus Fritzen

Inhaltsverzeichnis

1	Querzug- und Querdruckverstärkungen; Dipl.-Ing. Ireneusz Bejtka, Karlsruhe	
1.1	Allgemeines	7
1.2	Selbstbohrende Holzschrauben – Beanspruchung auf Herausziehen und Hineindrücken	7
1.3	Querzugverstärkungen mit selbstbohrenden Holzschrauben	8
1.4	Querdruckverstärkungen mit selbstbohrenden Holzschrauben	13
1.5	Zusammenfassung	18
1.6	Literatur	18
2	Zweigelenkrahmen mit Holz im Spannungsfeld Materialvarianten – Verbindungstechniken – Kosten; Prof. Hannelore Damm, Dipl.-Ing. Rainer Erny, Berlin	
	Vorwort	21
	Erläuterung	21
2.1	Vorbemessung	21
2.2	Kostenbetrachtung	28
2.3	Auswertung	29
	Literaturverzeichnis	30
3	Vorgefertigte Betonknoten für den Holzbau – Erfahrungen, Stand der Erkenntnisse Ausblick; Prof. Dr.-Ing. Wilfried Führer, Aachen	
	33
4	Brettstapelelemente – Vorschläge für die Bemessung bei Querlast; Dr.-Ing. Volker Krämer, Karlsruhe	
4.1	Einleitung	41
4.2	Brettstapelelemente	41
4.3	Simulation der Brettstapelelemente	41
4.4	Ergebnisse der Simulationen	43
4.5	Versuche	45
4.6	Beispiel	46
4.7	Zusammenfassung	48
4.8	Literatur	48
5	Moderne Verklebungstechniken im Holzbau; Dipl.-Ing. Borimir Radovic, Stuttgart	
5.1	Allgemeines	51
5.2	Herstellung von Keilzinkenverbindungen unter Anwendung eines berührungslosen überwachten einseitigen Klebstoffauftrages mit optischer Überwachung	51
5.3	Schraubenpressklebung	52
5.4	Holz-Metall-Verklebungen	54
5.5	Geklebte Verbundteile aus Brettschichtholz (Blockverklebung)	55
6	Schallschutz mit Schwingungsdämpfern bei Holzdecken und Einflüsse auf die Eigenfrequenz; Dipl.-Ing. Ralph Schläpfer, CH-Waldstatt	
6.1	Einleitung	59
6.2	Ausgangslage	59
6.3	Untersuchungen	60
6.4	Schlussfolgerung	65
7	Neue Tragwerkskonzepte aus Holz, Stahl und Glas am Beispiel der Landesvertretung NRW in Berlin; Dipl.-Ing. Karsten U. Tichelmann, Darmstadt	
	Einleitung	67
	Flächentragwerk der Gebäudehülle	68
	Besonderheiten des Rauten-Parabel-Tragwerks	69
	Gebrauchstauglichkeitsuntersuchung, Knotensteifigkeit	69
	Ausblick	70

8	Wärmedämmverbundsysteme – Was ist bauphysikalisch zu beachten?; Dipl.-Ing. Johann W. Herlyn, Braunschweig	
	Einführung	73
	Materialien und Wandaufbauten	73
	Feuchteverhalten	74
	Nachweismethoden	76
	Ergebnisse	77
	Zusammenfassung	79
	Quellen	80
9	Verbindungsmöglichkeiten im Holzbau; Dipl.-Ing. Klaus Fritzen, Karlsruhe	
	Holz(bau)schwächen: „Nicht-Druck“-Verbindungen	83
	Vom Holzbau zum Stahlbau mit Holz	84
	Holz – Holz direkt	85
	Tabubruch: Stiffförmige Verbindungen in Holzfaserrichtung	87
	Zusammenfassung zu „Wenig-Komponenten“	88
	Verstärkungen	90
	Aufgelöste Raumtragwerke	91
	Faltwerke	91
	Ins Vergessen geraten	92
	Holz-Beton-Verbund	92
	Stahl-Stahl-Verbindungen mit selbstbohrenden und gewindefurchenden bzw. gewindeschneidenden Schrauben	92
	Stahl-Holz-Verbindungen mit selbstbohrenden Schrauben durch außen liegende Bleche	93
	Holz an Beton oder Stahl	93
	Baustellen-Verbindungen	93
	Aussicht	93

Dipl.-Ing. Ireneusz Bejtka

Dipl.-Ing. Ireneusz Bejtka
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und
Baukonstruktionen
Universität Karlsruhe
Kaiserstraße 12
76133 Karlsruhe



1972	Geboren in Bydgoszcz, Polen
1993	Abitur
1994 - 2000	Studium Bauingenieurwesen, Universität Karlsruhe
seit 2000	wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH); Abt. Ing.-Holzbau und Baukonstruktionen

Querzug- und Querdruckverstärkungen

Aktuelle Forschungsergebnisse

1 Allgemeines

Bei einer Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung weist Holz nur eine sehr geringe Festigkeit auf. Der charakteristische Festigkeitswert von Vollholz bzw. Brettschichtholz bei Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung beträgt nur etwa 1/20 bis 1/60 des entsprechenden Wertes parallel zur Faserrichtung. Holzkonstruktionen sollten daher so geplant werden, dass Zugspannungen rechtwinklig zur Faser vermieden werden oder nur möglichst geringe Werte annehmen. Beispiele für querzuggefährdete Bauteile sind Queranschlüsse, ausgeklinkte Trägerauflager und Trägerdurchbrüche. Als Verstärkungselemente wurden bisher ins Holz eingeklebte Stahlstäbe oder auf das Holz aufgeklebte Holzwerkstoffplatten verwendet. Eine Alternative zu den geklebten Querzugverstärkungen stellen bauaufsichtlich zugelassene selbstbohrende Vollgewindeschrauben dar. Selbstbohrende Vollgewindeschrauben können aber auch in querdruckgefährdeten Bauteilen eingesetzt werden. Bei einer Druckbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung weist das Holz ebenso eine geringe Festigkeit auf. Bei mit Hilfe von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten querdruckgefährdeten Bauteilen, wie z.B. Trägerauflagern, kann die Tragfähigkeit im Vergleich zu unverstärkten Bauteilen deutlich gesteigert werden.

Im Gegensatz zu den z.B. nach DIN 96, DIN 97 oder DIN 571 genormten Schrauben, die alle eine Gewindeform nach DIN 7998 aufweisen und in vorgebohrte Löcher eingedreht werden, werden bauaufsichtlich zugelassene selbstbohrende Holzschrauben nach dem Aufrollen des Gewindes gehärtet, um höhere Werte des Fließmomentes, der Torsionstragfähigkeit sowie insbesondere der Zugtragfähigkeit zu erreichen. Es sind Durchmesser bis zu 12 mm sowie Längen bis zu 600 mm verfügbar. Selbstbohrende Holzschrauben können als Teilgewindeschrauben oder als Vollgewindeschrauben mit durchgehendem Gewinde zwischen Schraubenkopf und Schraubenspitze hergestellt werden. Um das Einschraubdrehmoment sowie das Spalten des Holzes zu reduzieren, können selbstbohrende Holzschrauben mit einer Bohrspitze, einem Schneidgewinde oder einem Reibschaff zwischen dem Schaft- und dem Gewindebereich ausgestattet werden.

Nachfolgend werden für mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkte querzug- und querdruckgefährdete Bauteile Hinweise zur konstruktiven Ausführung dieser Verstärkungselemente angegeben. Die Tragfähigkeitsnachweise für unverstärkte sowie verstärkte querzuggefährdete Bauteile können nach dem Bemessungskonzept der E DIN

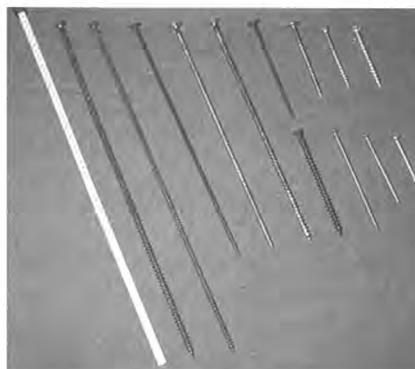


Bild 1: Selbstbohrende Holzschrauben

1052 geführt werden. Für Trägerdurchbrüche sowie Querdruckverstärkungen werden ergänzende Berechnungshinweise angegeben, die im aktuellen Bemessungskonzept der E DIN 1052 bislang nicht enthalten sind.

2 Selbstbohrende Holzschrauben – Beanspruchung auf Herausziehen und Hineindrücken

Wegen der profilierten Ausbildung des Gewindebereiches können selbstbohrende Holzschrauben hohe Kräfte in Richtung ihrer Achse übertragen. Daher werden selbstbohrende Holzschrauben in auf Querzug- und auf Querdruck beanspruchten Bauteilen vorwiegend rechtwinklig zur Holzfaserrichtung eingedreht und somit in Richtung ihrer Achse auf Herausziehen bzw. Hineindrücken beansprucht. In E DIN 1052, Abschnitt 12.8.2 sind für auf Herausziehen beanspruchte Holzschrauben Bemessungsgleichungen angegeben. Diese gelten für eine Beanspruchung parallel zur Schraubenachse sowie für Einschraubwinkel zwischen Faserrichtung des Holzes und der Schraubenachse von $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Mit am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Universität Karlsruhe) durchgeführten Versuchen zur Bestimmung des axialen Auszieh Widerstandes sowie des Widerstandes gegen Hineindrücken konnte gezeigt werden, dass der Widerstand gegen Hineindrücken von Schrauben ins Holz dem axialen Auszieh Widerstand entspricht.

Der charakteristische Wert des Auszieh Widerstandes sowie des Widerstandes gegen Hineindrücken ist in erster Linie vom charakteristischen Wert des Ausziehparameters (**Tabelle 1**) und somit insbesondere von der Tragfähigkeitsklasse (TFK) und vom charakteristischen Wert der Rohdichte des Holzes abhängig.

Tabelle 1: Charakteristische Werte des Ausziehparameters bzw. des Kopfdurchziehparameters

Ausziehparameter		Kopfdurchziehparameter	
Tragfähigkeitsklasse	$f_{1,k}$ in N/mm ²	Tragfähigkeitsklasse	$f_{2,k}$ in N/mm ²
1	$60 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	A	$60 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
2	$70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	B	$80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
3	$80 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$	C	$100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
Charakteristische Rohdichte ρ_k in kg/m ³ , jedoch höchstens 500 kg/m ³			

Der charakteristische Wert der Zugtragfähigkeit ist von der Zugfestigkeit der Schraube abhängig. Für bauaufsichtlich zugelassene selbstbohrende Holzschrauben sind die Werte des Ausziehparameters bzw. der Tragfähigkeitsklasse sowie der Zugtragfähigkeit der entsprechenden Zulassung zu entnehmen. Für genormte Holzschrauben sind die Hinweise in E DIN 1052, Abschnitt 12.8.2 zu beachten.

Der charakteristische Wert des Ausziehwiderstandes bzw. des Widerstandes gegen Hineindrücken von Holzschrauben, die unter einem Winkel $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ zur Faserrichtung in das Holz eingeschraubt werden, darf somit wie folgt berechnet werden:

$$R_{ax,\alpha,k} = \min \left\{ \frac{f_{1,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cdot \cos^2 \alpha}, R_{t,u,k} \right\} \quad (1)$$

und $45 \leq \alpha \leq 90^\circ$

Hierin bedeuten:

- $R_{t,u,k}$ charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit der Schraube (gilt nur für auf Herausziehen beanspruchte Schrauben)
- $f_{1,k}$ charakteristischer Wert des Ausziehparameters in N/mm² nach Tabelle 1
- d Nenndurchmesser
- l_{ef} kleinerer Wert der Gewindelänge im Holzteil 1 bzw. 2
- α Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung

Für Verbindungen mit axial beanspruchten selbstbohrenden Holzschrauben werden folgende Mindestabstände empfohlen (Bild 2). Diese Mindestabstände gelten ebenfalls für geneigt angeordnete, vorwiegend axial beanspruchte selbstbohrende Holzschrauben (Bild 3).

- a_1 Achsabstand der Schrauben untereinander in einer Ebene parallel zur Faserrichtung: $a_1 \geq 5 \cdot d$
- a_2 Achsabstand der Schrauben untereinander rechtwinklig zu einer Ebene parallel zur Faserrichtung: $a_2 \geq 25 \cdot d$

zusätzlich gilt: $a_1 \cdot a_2 \geq 25$

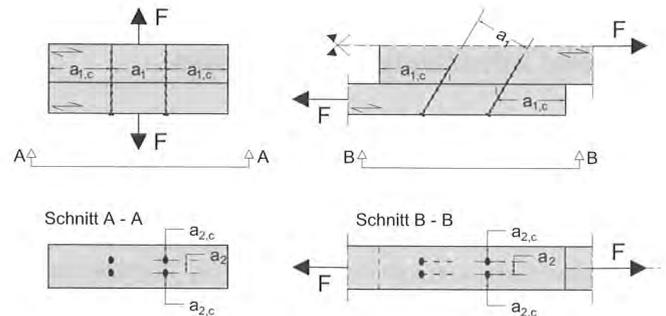


Bild 2 (links) und 3 (rechts): Mindestabstände von vorwiegend axial beanspruchten selbstbohrenden Holzschrauben

$\cdot d^2$

- $a_{1,c}$ Abstand des Schwerpunktes des im Holz eingedrehten Schaftteils von der Hirnholzfläche (parallel zur Faser): $a_{1,c} \geq 5 \cdot d$
- $a_{2,c}$ Abstand des Schwerpunktes des im Holz eingedrehten Schaftteils von der Seitenholzfläche (rechtwinklig zur Faser): $a_{2,c} \geq 4 \cdot d$

3 Querzugverstärkungen mit selbstbohrenden Holzschrauben

3.1 Verstärkte Queranschlüsse

Für durch eine Kräfteinleitung rechtwinklig zur Holzfaserrichtung beanspruchte unverstärkte Bauteile mit Rechteckquerschnitt dürfen die dadurch verursachten Querzugspannungen nach E DIN 1052, Abschnitt 11.1.5 berechnet werden. Werden Queranschlüsse durch rechtwinklig zur Holzfaserrichtung eingedrehte selbstbohrende Holzschrauben verstärkt (Bild 4), ist der Nachweis der Verstärkungselemente nach E DIN 1052, Abschnitt 11.4.2 zu führen. Dieser Nachweis basiert auf der Annahme einer gerissenen Zugzone im Holz und somit auf der Übertragung der Kraftkomponente rechtwinklig zur Holzfaser allein durch die Verstär-

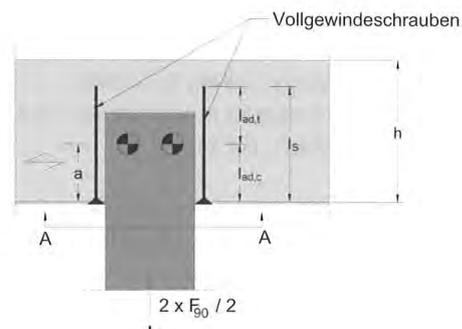


Bild 4: Queranschluss

kungselemente. Daher kann bei nicht ausreichend verstärkten Queranschlüssen der Bemessungswert der Tragfähigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes $R_{90,d}$ nach Abschnitt 11.4.2 kleiner sein als derjenige für unverstärkte Queranschlüsse. Für diesen Fall darf der Bemessungswert $R_{90,d}$ wie für unverstärkte Queranschlüsse ermittelt werden.

Können die Mindestabstände a_1 und a_2 eingehalten werden, sollten die Verstärkungsschrauben zwischen die Verbindungsmittel des Queranschlusses rechtwinklig zur Holzfaserrichtung sowie rechtwinklig zu den Verbindungsmitteln des Queranschlusses angeordnet werden (Bild 5).

Anderenfalls können die Schrauben nur von außen (Bild 6) dicht an die Verbindungsmittel des Queranschlusses oder aber sowohl zwischen den Verbindungsmitteln als auch außerhalb eingedreht werden.

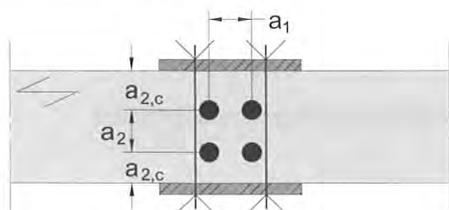


Bild 5: Schrauben mittig zwischen den Verbindungsmitteln des Queranschlusses (Schnitt A - A)

Beispiel:

Als Beispiel wird ein verstärkter Queranschluss nach E DIN 1052 berechnet. An einen Träger aus Vollholz der Festigkeitsklasse C 24 mit einem Querschnitt $h \times b = 160 \times 80$ mm werden zwei außenliegende Stahlbleche mit Hilfe von zwei nebeneinander liegenden Bolzen ($d_B = 16$ mm) angeschlossen. Der Abstand der Bolzen vom beanspruchten Rand beträgt $a = 60$ mm. Der Abstand der Bolzen untereinander in Faserrichtung beträgt $a_r = 64$ mm. Der Queranschluss wird mit Hilfe von vier rechtwinklig zur Holzfaserrichtung eingedrehten Vollgewindeschrauben $6,0 \times 120$ mm verstärkt. Die Anordnung der Vollgewindeschrauben entspricht der Schraubenanordnung in Bild 5. Das Gewinde der Vollgewindeschraube entspricht der Tragfähigkeitsklasse 2.

weitere Angaben:

NKL 2; KLED "kurz" $\Rightarrow k_{mod} = 0,90$

für Gewinde entsprechend der Tragfähigkeitsklasse 2 gilt:

$$f_{1,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 8,58 \text{ N/mm}^2$$

für C 24 ist $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

$$l_{ef} = \min \{l_{ad,c}; l_{ad,t}\} = 60 \text{ mm}$$

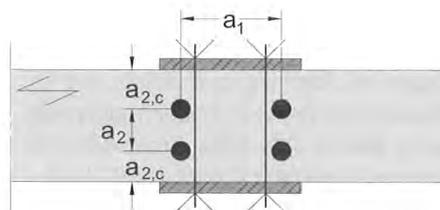


Bild 6: Schrauben außerhalb der Verbindungsmittel des Queranschlusses (Schnitt A - A)

$$R_{ax,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{1,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cdot \cos^2 \alpha} \\ f_{2,k} \cdot d_k^2 \end{array} \right\}$$

$$R_{ax,k} = 3089 \text{ N}$$

Kopfdurchziehen ($f_{2,k} \cdot d_k^2$) ist bei Vollgewindeschrauben nicht maßgebend.

sowie für die Zugfestigkeit der Vollgewindeschraube:

$$R_{ax,k} = 75 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot d)^2 = 6871 \text{ N}$$

$$R_{ax,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot R_{ax,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 3,09 \text{ kN} = 2,14 \text{ kN}$$

$$F_{t,90,d} \leq R_{ax,d}$$

somit gilt:

$$n \cdot R_{ax,d} \leq [1 - 3 \cdot \alpha^2 + 2 \cdot \alpha^3] \cdot F_{90,d}$$

mit $\alpha = a / h$ sowie $n = 4$ Schrauben folgt:

$$F_{90,d} \leq 12,5 \text{ kN}$$

Zum Vergleich kann der Bemessungswert der Kraftkomponente rechtwinklig zur Holzfaserrichtung $F_{90,d}$ für einen identischen unverstärkten Queranschluss nach E DIN 1052, Abschnitt 11.1.5 zu berechnet werden.

Mindestabstände:

Bolzen:

$$a_{1,c,vorh} = 64 \text{ mm} \geq a_{1,c,erf} = 4 \cdot d_B$$

Vollgewindeschrauben:

Überprüfen, ob eine Anordnung zwischen den Bolzen möglich ist:

$$a_{1,max} = a_r - d_B - d = (64 - 16 - 6) \text{ mm}$$

$$= 42 \text{ mm}$$

gewählt: $d = 6 \text{ mm}$

$$a_{1,vorh} = 40 \text{ mm} \geq a_{1,erf} = 5 \cdot d$$

$$a_{2,vorh} = 30 \text{ mm} \geq a_{2,erf} = 2,5 \cdot d$$

$$a_{2,c,vorh} = 25 \text{ mm} \geq a_{2,c,erf} = 4 \cdot d$$

$$a_1 \cdot a_2 = 40 \cdot 30 \text{ mm}^2 \geq 25 \cdot d^2$$

3.2 Verstärkte ausgeklinkte Trägerauflager

Bei unverstärkten Trägern mit Rechteckquerschnitt, die an den Enden ausgeklinkt sind, ist der Schubspannungsnachweis mit der Resthöhe h_e nach E DIN 1052, Abschnitt 11.2 zu führen. Für verstärkte ausgeklinkte Träger (**Bild 7**) gilt Abschnitt 11.4.3 der E DIN 1052. Bei nicht ausreichend verstärkten ausgeklinkten Trägerauflagern kann der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft V_d nach Abschnitt 11.4.3 kleiner sein als der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft für unverstärkte ausgeklinkte Trägerauflager. Für diesen Fall darf der Nachweis der ausgeklinkten Ecke wie für unverstärkte ausgeklinkte Trägerauflager nach Abschnitt 11.2 geführt werden.

Die Verstärkungselemente sind stets unter 90° zur Holzfaserrichtung mit dem kleinst möglichen Abstand $a_{1,c}$ zur Ausklinkungsecke in die Träger einzudrehen. Weiterhin darf in Trägerlängsrichtung nur eine selbstbohrende Holzschraube in Rechnung gestellt werden. Der Bemessungswert der Zugkraft $F_{t,90,d}$ rechtwinklig zur Holzfaser muss kleiner sein als der Bemessungswert der axialen Tragfähigkeit der Schrauben. Für die Ermittlung der axialen Ausziehtragfähigkeit nach Abschnitt 12.8.2 der E DIN 1052 ist der kleinere Wert der Gewindelänge $l_{ad} = \min \{ l_{ad,1} ; l_{ad,2} \}$ anzunehmen.

Beispiel:

Als Beispiel wird eine verstärkte rechtwinklige Ausklinkung am Ende eines Trägers aus BSH der Festigkeitsklasse BS 28c nach E DIN 1052 berechnet. Die Trägerhöhe beträgt $h = 300$ mm, die Trägerbreite $b = 80$ mm. Die Resthöhe am ausgeklinkten Auflager beträgt $h_e = 150$ mm. Die Ausklinkung wird mit Hilfe einer rechtwinklig zur Holzfaserrichtung eingedrehten Vollgewindeschraube $8,0 \times 240$ mm verstärkt. Die Anordnung der Vollgewindeschraube entspricht der Schraubenanordnung in **Bild 7**. Das Gewinde der Vollgewindeschraube entspricht der Tragfähigkeitsklasse 2.

weitere Angaben:

NKL 2; KLED "kurz" $\Rightarrow k_{mod} = 0,90$

Steigungswinkel des Anschnitts:

$\varepsilon = 90^\circ$

Abstand zwischen Kraftwirkungslinie der Auflagerkraft und Ausklinkungsecke:

$c = 50$ mm

für Gewinde entsprechend der Tragfähigkeitsklasse 2 gilt:

$f_{1,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 11,8$ N/mm²

für BS 28h ist $\rho_k = 410$ kg/m³

$l_{ad,1} = h - h_e = 150$ mm

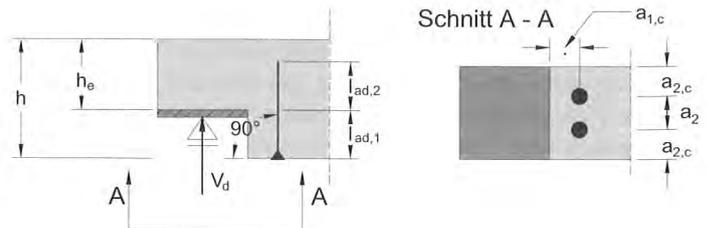


Bild 7: Ausklinkung

$$l_{ad,2} = l_s - l_{ad,1} = 90 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = \min \{ l_{ad,1} ; l_{ad,2} \} = 90 \text{ mm}$$

$$R_{ax,k} = \min \left\{ \frac{f_{1,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cdot \cos^2 \alpha} ; f_{2,k} \cdot d_k^2 \right\}$$

$$R_{ax,k} = 8496 \text{ N}$$

Kopfdurchziehen ($f_{2,k} d_k^2$) ist bei Vollgewindeschrauben nicht maßgebend.

sowie für die Zugfestigkeit der Vollgewindeschraube:

$$R_{ax,k} = 75 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot d)^2 = 12,2 \text{ kN}$$

$$R_{ax,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot R_{ax,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 8,50 \text{ kN} = 5,89 \text{ kN}$$

$$F_{t,90,d} \leq R_{ax,d}$$

somit gilt:

$$n \cdot R_{ax,d} \leq 1,3 \cdot V_d \cdot [3 \cdot (1-\alpha)^2 - 2 \cdot (1-\alpha)^3]$$

mit $\alpha = h_e / h$ sowie $n = 1$ Schraube folgt:

$$V_d \leq 9,06 \text{ kN.}$$

Zum Vergleich kann der Bemessungswert der Querkraft V_d für eine identische unverstärkte Ausklinkung nach E DIN 1052, Abschnitt 11.2 zu $V_d \leq 10,7$ kN berechnet werden.

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft für die unverstärkte Ausklinkung ist größer als derjenige für eine mit einer Vollgewindeschraube 8×240 mm verstärkte Ausklinkung. Entweder kann für die aufnehmbare Querkraft V_d der nach Abschnitt 11.2 berechnete Wert $V_d = 10,7$ kN angenommen werden oder der Verstärkungsgrad ist zu erhöhen.

Neuwahl der Verstärkung:

Vollgewindeschraube: 10×300 mm

Mindestabstände:

$$a_{2,c,vorh} = 40 \text{ mm} \geq a_{2,c,erf} = 4 \cdot d$$

$$a_{1,c,vorh} = 50 \text{ mm} \geq a_{2,c,erf} = 5 \cdot d$$

$$l_{ad,1} = h - h_e = 150 \text{ mm}$$

$$l_{ad,2} = l_s - l_{ad,1} = 150 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = \min \{ l_{ad,1} ; l_{ad,2} \} = 150 \text{ mm}$$

$$R_{ax,k} = \min \left\{ \frac{f_{1,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cdot \cos^2 \alpha} ; f_{2,k} \cdot d_k^2 \right\}$$

$$R_{ax,k} = 17700 \text{ N}$$

Kopfdurchziehen ($f_{2,k} \cdot d_k^2$) ist nicht maßgebend.
sowie für die Zugfestigkeit der Vollgewindeschraube:

$$R_{ax,k} = 75 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot d)^2 = 19,1 \text{ kN}$$

$$R_{ax,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot R_{ax,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 19,1 \text{ kN} = 13,2 \text{ kN}$$

$$F_{t,90,d} \leq R_{ax,d}$$

somit gilt:

$$n \cdot R_{ax,d} \leq 1,3 \cdot V_d \cdot [3 \cdot (1-\alpha)^2 - 2 \cdot (1-\alpha)^3]$$

mit $\alpha = h_e / h$ sowie $n = 1$ Schraube folgt für die aufnehmbare Querkraft:

$$V_d \leq 20,3 \text{ kN.}$$

Zusätzlich muss der Nachweis der Schubspannung im reduzierten Querschnitt mit der Trägerhöhe h_e geführt werden.

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_d = \frac{2}{3} \cdot h_e \cdot b \cdot f_{v,d} = 19,4 \text{ kN}$$

3.3 Verstärkte Trägerdurchbrüche

Durchbrüche in Trägern mit Rechteckquerschnitt sind runde bzw. rechteckige Öffnungen mit den lichten Maßen $d > 50$ mm. Bei Trägerdurchbrüchen mit einer Beanspruchung infolge der Querkraft V_d und des Biegemomentes M_d entsteht eine Zugkraft $F_{t,90,d}$ rechtwinklig zur Holzfaser. Der Nachweis für den Bemessungswert dieser Zugkraft rechtwinklig zur Holzfaser kann nach Abschnitt 11.3 der E DIN 1052 geführt werden. Für mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkte Trägerdurchbrüche (**Bild 8**) gilt Abschnitt 11.4.4. Hierbei ist die Zugkraft $F_{t,90,d}$ bei rechteckigen Durchbrüchen in der Höhe der querzugbeanspruchten Durchbruchsecke, bei kreisförmigen Durchbrüchen in der Höhe des querzugbeanspruchten Durchbruchrandes unter 45° zur Trägerachse vom Kreismittelpunkt angenommen durch selbstbohrende Vollgewindeschrauben aufzunehmen.

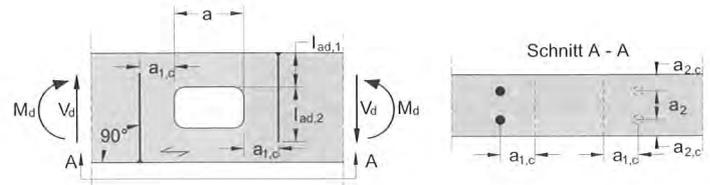


Bild 8: Trägerdurchbruch

Bei nicht ausreichend verstärkten Trägerdurchbrüchen kann die aufnehmbare Zugkraft $F_{t,90,d}$ rechtwinklig zur Holzfaser kleiner sein als die aufnehmbare Zugkraft $F_{t,90,d}$ für unverstärkte Trägerdurchbrüche. Für diesen Fall darf analog zum Vorgehen bei Queranschlüssen und ausgeklinkten Trägerauflagern der Nachweis für verstärkte Trägerdurchbrüche wie für unverstärkte Trägerdurchbrüche nach Abschnitt 11.4.4 geführt werden.

Für verstärkte Trägerdurchbrüche sind die Schrauben mit dem kleinst möglichen Abstand $a_{1,c}$ zum Durchbruchrand rechtwinklig zur Holzfaserrichtung einzudrehen. Für den Nachweis nach Abschnitt 11.4.4 darf je Durchbruchseite in Trägerlängsrichtung nur eine Schraube in Rechnung gestellt werden.

Der Bemessungswert der Zugkraft $F_{t,90,d}$ rechtwinklig zur Holzfaser muss kleiner sein als der Bemessungswert der axialen Tragfähigkeit der Schrauben. Für die Ermittlung der axialen Tragfähigkeit nach Abschnitt 12.8.2 der E DIN 1052 ist der kleinere Wert der Gewindelänge

$$l_{ad} = \min \{ l_{ad,1} ; l_{ad,2} \}$$

anzunehmen.

Zusätzlich zu der Berechnung von unverstärkten sowie verstärkten Trägerdurchbrüchen nach E DIN 1052, Abschnitt 11.3 und 11.4.4 ist nach [1] ein Schubspannungsnachweis mit erhöhten Werten der Schubspannung in der Nähe eines Durchbruches zu führen.

Infolge der Umleitung des Schubflusses treten bei Trägern mit rechteckigen bzw. runden Durchbrüchen an den Durchbruchsecken sowie in einem zur Holzfaser parallelem Abstand zum Durchbruchrand von etwa der Durchbruchshöhe h_d erhöhte Schubspannungen auf. In Abhängigkeit von der Durchbruchlänge a und der Durchbruchshöhe h_d können die an diesen Stellen auftretenden Schubspannungen um bis zu drei mal höhere Werte annehmen als die Schubspannungen im Restquerschnitt oberhalb bzw. unterhalb des Durchbruches. In **Bild 9** sind die Schubspannungsverläufe über den Querschnitt an den vier maßgebenden Stellen eines Trägers mit Durchbruch qualitativ dargestellt.

Für $0,1 \leq a/h \leq 1,0$ und $0,1 \leq h_d/h \leq 0,4$ gilt bei konstanter Querkraft für die maximalen Werte der Schubspannungen:

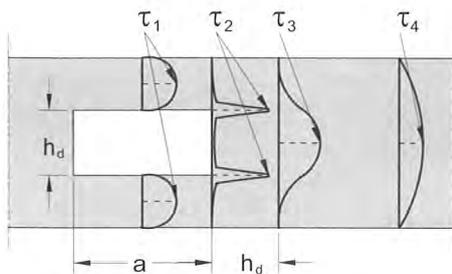


Bild 9: Schubspannungsverläufe

$$\tau_2 > \tau_3 > \tau_1 > \tau_4$$

Der Höchstwert der Schubspannung kann nach [1] wie folgt ermittelt werden:

$$\tau_{\max} = \kappa_{\max} \cdot 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot (h - h_d)} \quad \text{mit} \quad \kappa_{\max} = 1,84 \cdot \left[1 + \frac{a}{h} \right] \cdot \left(\frac{h_d}{h} \right)^{0,2} \quad (2)$$

mit $0,1 \leq a/h \leq 1,0$ und $0,1 \leq h_d/h \leq 0,4$

Beispiel:

Als Beispiel wird ein 2000 mm langer Einfeldträger aus BSH der Festigkeitsklasse BS 28h (Trägerquerschnitt $h \times b = 200 \times 80 \text{ mm}^2$) mit einer Einzellast $2 V_d$ in Trägermitte sowie einem verstärkten rechteckigen Durchbruch nach E DIN 1052 betrachtet. Der Durchbruch mit einer Durchbruchshöhe $h_d = 60 \text{ mm}$ sowie einer Durchbruchlänge $a = 100 \text{ mm}$ wird in einem Abstand $l_v = 200 \text{ mm}$ zum Auflager angeordnet. Als Verstärkungselemente werden jeweils zwei Vollgewindeschrauben $6 \times 120 \text{ mm}$ links und rechts vom Durchbruch nebeneinander vorgesehen.

Die Anordnung der Vollgewindeschrauben entspricht dem Schraubenbild in **Bild 8**. Das Gewinde der Vollgewindeschraube entspricht der Tragfähigkeitsklasse 2.

weitere Angaben:

NKL 2; KLED "kurz" $\Rightarrow k_{\text{mod}} = 0,90$

für Gewinde entsprechend der Tragfähigkeitsklasse 2 gilt:

$$f_{1,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 11,8 \text{ N/mm}^2$$

für BS 28h ist $\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$

$$l_{\text{ad},1} = h_r = 70 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ad},2} = l_s - l_{\text{ad},1} = 50 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ef}} = \min \{ l_{\text{ad},1}; l_{\text{ad},2} \} = 50 \text{ mm}$$

$$R_{\text{ax},k} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{1,k} \cdot d \cdot l_{\text{ef}}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cdot \cos^2 \alpha} \\ f_{2,k} \cdot d_k^2 \end{array} \right\}$$

$$R_{\text{ax},k} = 3540 \text{ N}$$

$$R_{\text{ax},k} = 75 \cdot \pi \cdot (0,9 \cdot d)^2 = 6,87 \text{ kN}$$

$$R_{\text{ax},d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot R_{\text{ax},k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 3,54 \text{ kN} = 2,45 \text{ kN}$$

$$F_{1,90,d} \leq R_{\text{ax},d}$$

somit gilt:

$$\frac{V_d \cdot h_d}{4 \cdot h} \cdot \left[3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right] + 0,008 \cdot \frac{l_x \cdot V_d}{h_r} \leq n \cdot R_{\text{ax},d}$$

mit $h_d/h = 0,3$; $a/h = 0,5$; $h_r = 70 \text{ mm}$; $l_x = l_v + a = 300 \text{ mm}$ sowie $n = 2$ Schrauben folgt:

$$V_d \leq 19,4 \text{ kN}$$

Zum Vergleich kann der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft V_d für einen identischen unverstärkten Trägerdurchbruch nach E DIN 1052, Abschnitt 11.3 zu berechnet werden.

Weitere Nachweise:

Biegespannungsnachweis in Trägermitte:

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot f_{m,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 19,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_d \leq \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot 1000 \text{ mm}} \cdot f_{m,d} = 10,3 \text{ kN}$$

Biegespannungsnachweis am Trägerdurchbruch:

$$V_d \leq \frac{2 \cdot I_{\text{Netto}}}{h \cdot l_x} \cdot f_{m,d}$$

$$I_{\text{Netto}} = 2 \cdot \left[\frac{b \cdot h_r^3}{12} + b \cdot h_r \cdot \left(\frac{h_d}{2} + \frac{h_r}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{\text{Netto}} = 5,1893 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$V_d \leq 33,6 \text{ kN}$$

Schubspannungsnachweis am Trägerdurchbruch nach Gleichung (2):

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\kappa_{\max} = 1,84 \cdot \left[1 + \frac{a}{h} \right] \cdot \left(\frac{h_d}{h} \right)^{0,2} = 2,17$$

$$V_d \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{b \cdot (h - h_d)}{\kappa_{\max}} \cdot f_{v,d} = 8,34 \text{ kN}$$

\Rightarrow Für den verstärkten Trägerdurchbruch ist der Nachweis der Schubspannung in der Nähe des Trägerdurchbruchs nach Gleichung (2) maßgebend.

Damit hätte auch eine Schraube pro Seite genügt.

Mindestabstände:

$$a_{2,c,vorh} = 30 \text{ mm} \geq a_{2,c,erf} = 4 \cdot d$$

$$a_{2,vorh} = 20 \text{ mm} \geq a_{2,erf} = 2,5 \cdot d$$

$$a_{1,c,vorh} = 30 \text{ mm} \geq a_{2,c,erf} = 5 \cdot d$$

4 Querdruckverstärkungen mit selbstbohrenden Holzschrauben

Bei unverstärkten Trägerauflagern ist der Nachweis der Druckspannung rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes nach E DIN 1052, Abschnitt 10.2.4 zu führen. Hierbei ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der wirksamen Druckspannung rechtwinklig zur Holzfaser $\sigma_{c,90,d}$ kleiner ist als der Bemessungswert der Querdruckfestigkeit unter Berücksichtigung der Teilflächenpressung $k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$. Kann der Nachweis der Auflagerpressung nicht eingehalten werden, besteht die Möglichkeit, Auflager mit rechtwinklig zur Holzfaserrichtung eingedrehten Vollgewindeschrauben zu verstärken (siehe **Bild 10**).

Hierbei werden selbstbohrende Vollgewindeschrauben an der Stelle des querdruckbeanspruchten Trägerauflagers rechtwinklig zur Holzfaserrichtung eingedreht, so dass die Oberkante des Schraubenkopfes bündig mit der Holzoberfläche ist. Damit die Auflagerlast gleichmäßig über die Schrauben sowie über die Holzoberfläche ins Holz eingeleitet werden kann, sind die Schrauben gleichmäßig über die Auflagerfläche zu verteilen.

Die Tragfähigkeit eines mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten Trägerauflagers ist von der Auflagerfläche und den Holzeigenschaften und insbesondere von der Geometrie und den Materialeigenschaften der Vollgewindeschrauben abhängig. In Abhängigkeit von diesen Parametern können beim Erreichen der Tragfähigkeit eines mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten Trägerauflagers folgende drei Versagensmechanismen auftreten:

- 1) Unter der Annahme einer Lastausbreitung unter 45° wird die Querdruckfestigkeit des Holzes oberhalb der Schraubenspitze erreicht. Dieser Versagensmechanismus kann insbesondere dann auftreten, wenn bei kleinen Auflagerflächen zu kurze Schrauben als Verstärkungselemente eingebaut werden.
- 2) Unter der Annahme eines Zusammenwirkens des Holzes auf Querdruck und der Schrauben auf Hineindrücken werden die Schrauben ins Holz hineingedrückt. Dieser Versagensmechanismus kann ebenfalls bei zu kurzen Schrauben als Auflagerverstärkung auftreten.
- 3) Unter der Annahme eines Zusammenwirkens des Holzes auf Querdruck und der Schrauben auf Hineindrücken kni-



Bild 10: Auflager eines BSH-Trägers mit sechs Vollgewindeschrauben

cken die Schrauben im Holz aus. Dieses Stabilitätsversagen tritt nur bei schlanken Schrauben auf. Hierbei können mit steigender Schraubenlänge die Traglasten nicht mehr gesteigert werden.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit eines mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten Trägerauflagers sind somit folgende Bedingungen einzuhalten:

Nachweis der Auflagerkraft $F_{c,90}$ unter der Annahme eines Zusammenwirkens der Schrauben auf Hineindrücken und des Holzes auf Querdruck:

$$f_{c,90,d} \leq n \cdot R_d + k_{c,90} \cdot A_{ef,1} \cdot f_{c,90,d} \quad \text{mit } A_{ef,1} = B \cdot l_{ef,1} \quad (3)$$

Nachweis der Druckspannung rechtwinklig zur Holzfaser oberhalb der Schraubenspitze unter der Annahme einer Lastausbreitung unter 45° (siehe **Bild 11**):

$$\frac{F_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot A_{ef,2}} \leq f_{c,90,d} \quad \text{mit } A_{ef,2} = B \cdot l_{ef,2} = B \cdot (l_{ef,1} + l_s) \quad (4)$$

Hierin bedeuten:

- $F_{c,90,d}$ Bemessungswert der Auflagerkraft rechtwinklig zur Holzfaser
- n Anzahl der Schrauben
- $k_{c,90}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Teilflächenpressung (E DIN 1052, Abschnitt 10.2.4)
- $f_{c,90,d}$ Bemessungswert der Querdruckfestigkeit
- B Auflagerbreite
- l_{ef} Auflagerlänge parallel zur Holzfaser. Für die Ermittlung der wirksamen Querdruckfläche $A_{ef,1}$ und $A_{ef,2}$

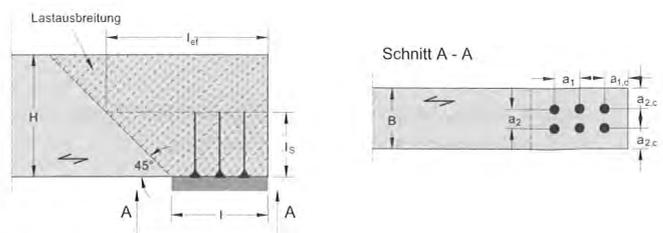


Bild 11: verstärktes Auflager

darf die Auflagerlänge l an jedem Rand um bis zu $\Delta l = \min \{l; 30 \text{ mm}\}$ verlängert werden.

- l_s Länge der Vollgewindeschraube bzw. die Gewindelänge
- R_d Bemessungswert der axialen Schraubentragfähigkeit

Der Bemessungswert der axialen Schraubentragfähigkeit R_d ist der kleinere Wert aus dem axialen Widerstand der Schraube auf Hineindrücken $R_{ax,d}$ und der Grenztragfähigkeit beim Ausknicken der Schraube im Holz $R_{c,d}$.

Es gilt:

$$R_d = \min \{R_{ax,d}; R_{c,d}\} \quad (5)$$

mit

$R_{ax,d}$ nach E DIN 1052, Abschnitt 12.8.2

und

$$R_{c,d} = \kappa_c \cdot N_{pl,d}$$

Der Bemessungswert der Grenztragfähigkeit beim Ausknicken $R_{c,d}$ ergibt sich aus dem charakteristischen Wert $R_{c,k}$ und dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,1$.

Für κ_c gilt:

$$\kappa_c = 1 \quad \text{für } \lambda_k \leq 0,2$$

$$\kappa_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \quad \text{für } \lambda_k > 0,2$$

mit

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2 \right]$$

und einem bezogenen Schlankheitsgrad bei Druckbeanspruchung

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,G/E,k}}}$$

Hierin bedeuten:

$N_{pl,k}$ charakteristischer Wert der Normalkraft im vollplastischen Zustand bezogen auf den Schraubenkern mit:

$$N_{pl,k} = A_{\text{Kern}} \cdot f_{y,k} = \pi \cdot \frac{(0,7 \cdot d)^2}{4} \cdot f_{y,k}$$

Sofern nichts Anderes angegeben ist, darf $f_{y,k}$ zu $f_{y,k} = 400 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden.

d Schraubennennendurchmesser

$N_{ki,G/E,k}$ charakteristischer Wert der kleinsten Verzweigungslast nach Elastizitätstheorie in Abhängigkeit vom Schraubennennendurchmesser d , von der Schrau-

benlänge l_s , von der charakteristischen Rohdichte des Holzes ρ_k sowie von der Lagerungsart des Schraubenkopfes an der Stelle der Lasteinleitung unter Berücksichtigung der elastischen Bettung des Holzes sowie einer dreieckförmigen Normalkraftverteilung in der Schraube.

Die Mindestabstände a_1 , $a_{1,c}$, a_2 und $a_{2,c}$ in **Bild 11** entsprechen den auf Herausziehen beanspruchten Schrauben (siehe Abschnitt 2).

Der charakteristische Wert der kleinsten Verzweigungslast $N_{ki,G/E,k}$ nach Elastizitätstheorie kann entweder analytisch durch ein näherungsweise Lösen einer Differentialgleichung vierter Ordnung bzw. numerisch ermittelt werden. In **Bild 12** ist das angenommene System einer knickgefährdeten, selbstbohrenden Vollgewindeschraube als Auflagerverstärkung dargestellt. Hierbei ist c_h die elastische Bettung des Holzes und c_v die vertikale elastische Abstützung der Schraube beim Hineindrücken ins Holz. Der charakteristische Wert der elastischen Bettung des Holzes wurde aus 720 Versuchen zur Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit des Holzes am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Universität Karlsruhe) ermittelt und kann zu $c_{h,k} = 0,32 \cdot \rho_k$ angenommen werden. Der charakteristische Wert der vertikalen elastischen Abstützung der Schraube beim Hineindrücken ins Holz kann zu $c_{v,k} = 130 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Da das Verhältnis der vertikalen elastischen Abstützung c_v zur Dehnsteifigkeit der Schraube $E \cdot A_s$ sehr klein ist, kann die Normalkraft in der Schraube realitätstreu als stufenförmig sowie tangentialtreu bzw. für den Fall einer kontinuierlichen Abstützung als dreieckförmig sowie tangentialtreu verteilt angenommen werden. Darüber hinaus ist die Verzweigungslast nach Elastizitätstheorie von der Größe der vertikalen elastischen Abstützung c_v unabhängig. Die Verzweigungslast $N_{ki,G/E,k}$ wurde bei der numerischen Berechnung als richtungstreu angenommen.

Der charakteristische Wert der kleinsten Verzweigungslast $N_{ki,G/E,k}$ sowie die Knickfigur sind weiterhin von der konstruktivi-

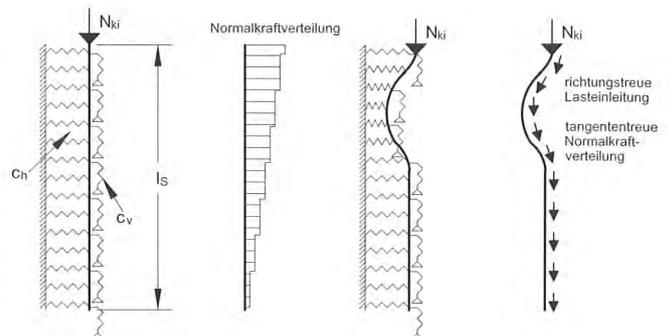


Bild 12: System einer knickgefährdeten schlanke Schraube als Auflagerverstärkung

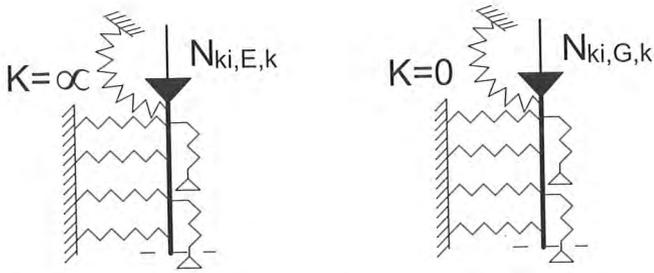


Bild 13: Lagerung der Lasteinleitungsstelle - links: Einspannung - rechts: Gelenk

von Ausführung der Stelle der Lasteinleitung am Auflager abhängig. Für den Fall der Ausführung einer Auflagerverstärkung mit Schrauben mit beliebigen Kopfformen ist für die Berechnung der kleinsten Verzweigungslast für die Drehfedersteifigkeit K an der Stelle der Lasteinleitung $K = 0$ anzunehmen (rechts in **Bild 13**). Werden als Auflagerverstärkung Schrauben mit einer Senkkopfform sowie einer ausgefrästen Stahlplatte nach **Bild 14** verwendet, darf für die Berechnung der kleinsten Verzweigungslast die Drehfedersteifigkeit zu $K = \infty$ angenommen werden (links in **Bild 13**).

Auflagerverstärkungen mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben mit beliebigen Kopfformen ($K = 0$) sind im Vergleich zu Auflagerverstärkungen mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben mit einer Senkkopfform sowie einer konisch ausgefrästen Stahlplatte nach **Bild 14** einfacher herzustellen. Allerdings sind bei gleichen Geometrie- und Materialeigenschaften der Schrauben die kleinsten Verzweigungslasten $N_{ki,G,k}$ für Vollgewindeschrauben mit beliebigen Kopfformen deutlich geringer als diejenigen Verzweigungslasten $N_{ki,E,k}$ für Vollgewindeschrauben mit einer Senkkopfform sowie einer konisch ausgefrästen Stahlplatte.

In **Bild 15** sind für Knicksysteme mit einer Drehfedersteifigkeit $K = 0$ an der Stelle der Lasteinleitung (gilt für Auflager mit Schrauben mit beliebigen Kopfformen) mit unterschiedli-

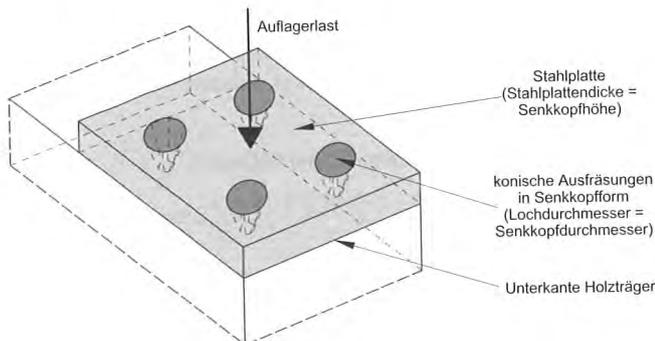


Bild 14: Konstruktive Ausführung eines verstärkten Trägers für $K = \infty$

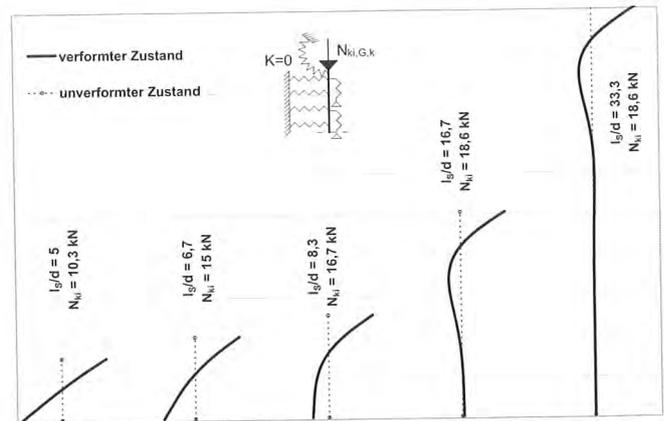


Bild 15: Knickfiguren und Verzweigungslasten $N_{ki,G,k}$ für $K = 0$ (für $\rho_k = 310 \text{ kg/m}^3$ und $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$; $d = 6 \text{ mm}$)

chen Verhältnissen von Schraubenlänge I_s zu Gewindeaußendurchmesser d die Knickfiguren sowie die kleinsten Verzweigungslasten $N_{ki,G,k}$ nach Elastizitätstheorie dargestellt. Entsprechende Knickfiguren sowie Verzweigungslasten $N_{ki,E,k}$ nach Elastizitätstheorie für Knicksysteme mit einer Drehfedersteifigkeit $K = \infty$ an der Stelle der Lasteinleitung (gilt für Auflager mit Schrauben mit einer Senkkopfform sowie einer konisch ausgefrästen Stahlplatte) sind in **Bild 16** dargestellt.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit eines mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben verstärkten Trägers kann der charakteristische Wert der kleinsten Verzweigungslast $N_{ki,G/E,k}$ nach Elastizitätstheorie in Abhängigkeit vom Schraubennennendurchmesser d , von der Schraubenlänge I_s , von der charakteristischen Rohdichte des Holzes ρ_k sowie von der konstruktiven Ausführung der Lasteinleitungsstelle unter Berücksichtigung der elastischen Betätigung des Holzes sowie einer dreieckförmigen Normalkraftverteilung in der Schraube nach **Tabelle 2** bzw. **3** ermittelt werden. Die Werte in **Tabelle 2** gelten für Auflagerverstärkungen mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben mit be-

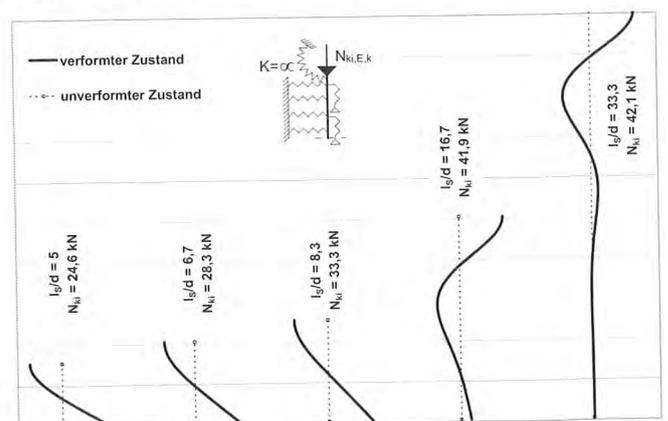


Bild 16: Knickfiguren und Verzweigungslasten $N_{ki,E,k}$ für $K = \infty$ (für $\rho_k = 310 \text{ kg/m}^3$ und $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$; $d = 6 \text{ mm}$)

folgt nach Gleichung (3):

$$F_{c,90,d} \leq n \cdot R_d + k_{c,90} \cdot A_{ef,1} \cdot f_{c,90,d} = 183 \text{ kN}$$

Nachweis nach Gleichung (4):

mit

$$k_{c,90} = 1,00$$

für $(l + l_s) = 520 \text{ mm} > 400 \text{ mm}$

$$A_{ef,2} = B (l_{ef,1} + l_s) = B (l + l_s + 30 \text{ mm}) = 88000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{c,90,k} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 3,0 = 2,08 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

folgt nach Gleichung (4):

$$F_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot A_{ef,2} \cdot f_{c,90,d} = 183 \text{ kN}$$

Die aufnehmbare Kraftkomponente rechtwinklig zur Holzfaser wurde für das verstärkte Trägersauflager zu $F_{c,90,d} = 183 \text{ kN}$ ermittelt und ist somit mehr als doppelt so groß wie der Wert für ein unverstärktes Trägersauflager.

Hierbei ist die Tragfähigkeit des verstärkten Trägersauflagers durch das Erreichen der Querdruckfestigkeit des Holzes oberhalb der Schraubenspitze bzw. durch das Ausknicken der Schrauben im Holz begrenzt. Dadurch kann in diesem Beispiel die aufnehmbare Kraftkomponente rechtwinklig zur Holzfaser durch eine größere Schraubenslänge bzw. durch eine konstruktive Ausführung des Trägersauflagers mit Schrauben mit Senkkopfform sowie einer konisch ausgefrästen Stahlplatte nicht mehr gesteigert werden.

5 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurden Anwendungsmöglichkeiten von selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde gezeigt. Selbstbohrende Vollgewindeschrauben können wie ins Holz eingeleimte Gewindestangen oder auf das Holz aufgeleimte Holzwerkstoffplatten als Verstärkungselemente in querzuggefährdeten Bauteilen eingesetzt und berechnet werden. Der Einsatz von selbstbohrenden Vollgewindeschrauben als Querdruckverstärkung in Trägersauflagern zeigt weitere Anwendungsmöglichkeiten dieser neuartigen Verbindungsmittel, die ohne Vorbohren ins Holz eingedreht werden. Durch diese einfache Montage wird ein problemloser Einsatz dieser Schrauben im Werk als auch auf der Baustelle ermöglicht.

Grundsätzlich können selbstbohrende Vollgewindeschrauben überall in Bauteilen eingesetzt werden, wo Zug- bzw. Druckkräfte übertragen werden müssen, die Tragfähigkeit des Holzes insbesondere rechtwinklig zur Faserrichtung jedoch nicht ausreichend ist. Dies eröffnet weitere Perspektiven für sinnvolle Anwendungen mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben im Ingenieurholzbau.

6 Literatur

- [1] Blaß, H.J.; Bejtka, I. „Querzugverstärkungen in gefährdeten Bereichen mit selbstbohrenden Holzschrauben“ Forschungsbericht 2003. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe
- [2] Blaß, H.J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G.; „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken“ Schlusssentwurf Bemessungsnorm Holzbau BEKS - 2002 in Tagungsband 2002 - Ingenieurholzbau - Karlsruher Tage

Prof. Dipl.-Ing. Hannelore Damm

Prof. Dipl.-Ing. Hannelore Damm
Fachbereich 2, Ingenieurwissenschaften II,
Holzbau/Statik
Blankenburger Pflasterweg 102
13129 Berlin
Tel.: 030 47401-226



Hannelore Damm studierte an der Universität Essen Gesamthochschule Bauingenieurwesen. Tätigkeit in verschiedenen Ingenieurbüros im Holzbau und anderen Bereichen des konstruktiven Ingenieurbaus. Später technische Entwicklung und Anwendung von Holzwerkstoff (Furnierschichtholz) für Finnforest und Verbindungsmittel für Induo. Seit 1.4.2001 Professorin für Holzbau/Statik im Studiengang Bauingenieurwesen an der FHTW Berlin.

Rainer Erny machte zunächst eine Lehre als Zimmerer und studierte Bauingenieurwesen an der FHTW Berlin. Praktika während des Studiums.

Zweigelenkrahmen mit Holz im Spannungsfeld Materialvarianten – Verbindungstechniken – Kosten

Ein systematischer Ansatz zur Herstellung der Relation zwischen Technik und Wirtschaftlichkeit

Vorwort

Die vorliegende Untersuchung ist im Rahmen einer Diplomarbeit, vorgelegt von Herrn Rainer Erny an der FHTW im Studiengang Bauingenieurwesen zum Ende des Wintersemesters 2002/03 entstanden. Betreut wurde die Arbeit maßgeblich von Herrn Dipl.-Ing. Klaus Fritzen, Ingenieurbüro Holzbau im Bruder-Verlag. Wir möchten uns hiermit bei Herrn Fritzen und den anderen Mitarbeitern/Mitarbeiterinnen für die freundliche Unterstützung der Arbeit herzlich bedanken.

Erläuterung

Hallentragwerke in Holzbauweise üblicher, gewerblicher Ausprägung als eingeschossige Produktions- oder Lagerstätten haben als Haupttragwerk in den letzten Jahren typischerweise unten eingespannte Stützen und einen vollwandigen Riegel aus Brettschichtholz (BS-Holz). Beim Stahlbau, der damit in unmittelbarem Wettbewerb steht, herrscht der Zweigelenkrahmen als Haupttragwerk vor.

Ziel der Diplomarbeit war, für Haupttragwerke von Hallen verschiedener Stützweiten und Höhen Zweigelenkrahmen in Holzbauweise im Rahmen einer Vorbemessung zu berechnen und wirtschaftlich einschätzbar zu machen.

Zu diesem Zweck wurden 11 konstruktive Varianten in jeweils 36 geometrischen Konstellationen des Hauptsystems einschließlich der Verbindungen an den Rahmenecken mit Riegeln aus BS-Holz vormessen und kalkulatorisch untersucht. Angesichts der Vielzahl der Varianten wurde eine Reihe von Festlegungen getroffen sowie einige Aspekte zwecks Vereinfachung vernachlässigt, so sind bei diesen Betrachtungen nur die Haupttragelemente – Stützen und Riegel – mit den dazugehörigen Verbindungsmitteln und keine Pfetten, Verbände, Fundamente etc. berücksichtigt worden.

Aus den Vorbemessungen der Hallenstützen und Hallenriegel sind die erforderlichen BS-Holz oder Stahlquerschnitte zusammengestellt. Die Eckmomente wurden in Schnittgrößenklassen eingeteilt und danach erfolgte systematisiert eine Vorbemessung der Eckverbindungen. Mit den ermittelten Massen und Einzelmaterialekosten aus z.B. Katalogen oder Angaben von befragten Holzbaufirmen ergaben sich die Materialekosten der einzelnen Varianten, welche sich gut vergleichen lassen und repräsentativ und zutreffend scheinen.

Zur der Ermittlung der Herstellkosten wurden Firmen befragt, das Ergebnis führte jedoch zu sehr großen Streuungen der Angaben. Es wurde versucht, die Streuungen auszugleichen und die Herstellkosten abzuschätzen, hier besteht noch Klärungsbedarf durch weitere Firmenbefragungen.

Der Anteil der Herstellkosten an den Gesamtkosten (gesamt meint hier nur Summe aus Material- + Herstellkosten der Binder mit Verbindungsmitteln ohne Pfetten, Verbände etc.) ist sehr gering (unter 5 %) so dass sich trotz der geringeren Repräsentativität der Herstellkosten eine orientierende Betrachtung möglich ist. Die Ergebnisse der Kostenanalyse beruhen größtenteils auf detaillierten Kalkulationsangaben von den u.g. Ingenieur-Holzbaubetrieben.

Dreigelenkrahmensysteme wurden nicht betrachtet, weil der kundige Konstrukteur und Kalkulator aus den Daten für die Zweigelenksysteme mit geringem Rechenaufwand die Rahmeneck-Konstruktion wählen und die Kosten abschätzen kann.

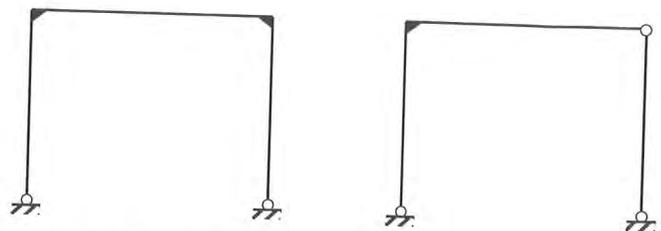
Ein besonderer Dank den nachfolgenden Firmen für ihre tatkräftige Unterstützung:

- Derix GmbH & Co Holzleimbau, Niederkrüchten
- Schaffitzel Holindustrie GmbH & Co, Schwäbisch Hall-Sulzdorf
- Holzbau Amann GmbH, Weilheim-Bannholz
- Merk-Holzbau GmbH & Co. KG, Aichach

1 Vorbemessung

1.1 Vorwort

Bei den zu betrachtenden Rahmen handelt es sich um Rahmen mit gelenkiger Lagerung und biegesteifen Ecken und um Rahmen mit nur einer biegesteifen Ecke und einer Pendelstütze, die Fußpunkte sind ebenfalls gelenkig gelagert [Z-0].



Systemskizzen Z-0

Bezüglich ihrer Materialverwendung werden die Hallenbindersysteme unterschieden in

- a) Rahmen aus Holzstützen und Holzriegel und
- b) Rahmen aus Stahlprofilstützen und Holzriegel

Die Ausbildung der Rahmenecke erfolgt mit „klassischen“ Ecklösungen und neuen, auf dem Markt vielleicht noch nicht etablierten, Möglichkeiten die Rahmenecke biegesteif zu verbinden, unterschieden.

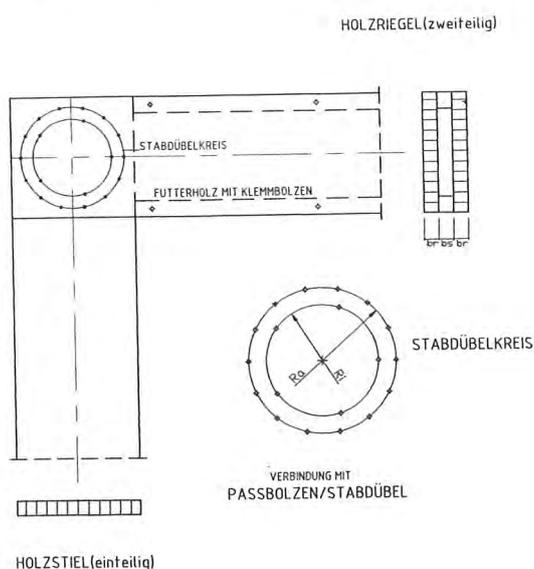
Die unterschiedlichen Varianten der Rahmeneckausbildung sind in **Systemskizzen 1** dargestellt.

Folgende Annahmen wurden als Basis für die statische Berechnung getroffen:

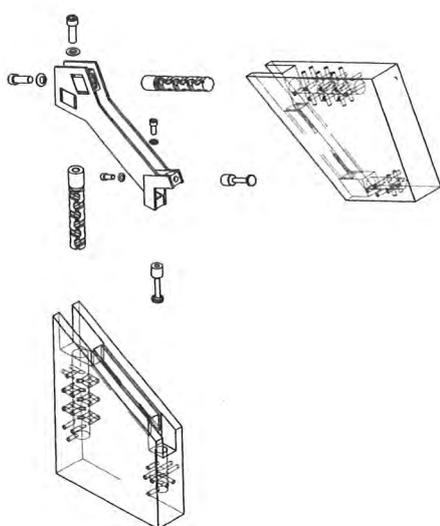
Die zu bemessende Halle steht in Karlsruhe/Baden (120 m ü. NN, Schneelastzone 2), hat keinen Dachüberstand und wird als allseitig geschlossener Baukörper betrachtet.

Belastungen aus Erdbeben werden nicht berücksichtigt.

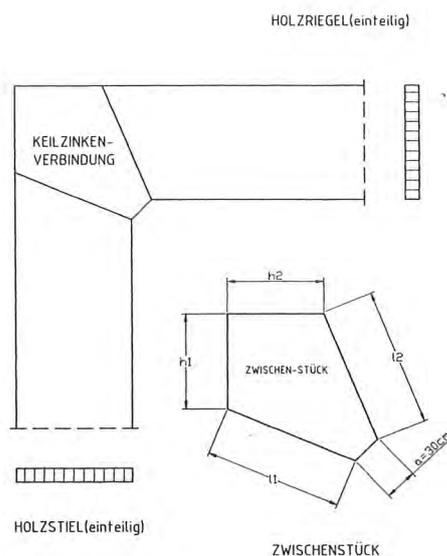
Die Dachhaut besteht aus Trapezblechen oder einer ähnlichen, sehr leichten Bedachung auf Koppelfetten, eine Wärmedämmung wird pauschal berücksichtigt.



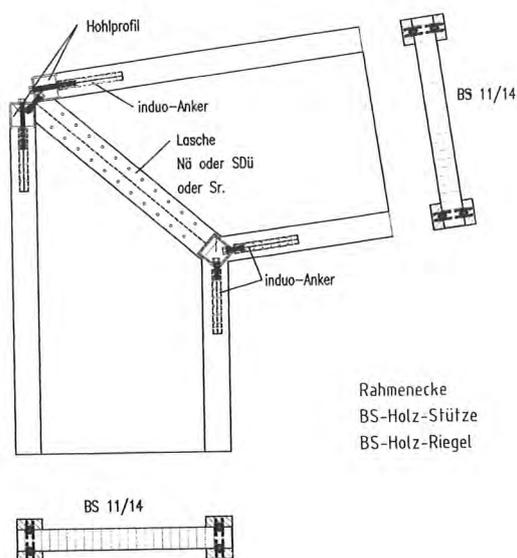
Ecklösung mit Stabdübelkreis – [Z-1] Variante 1



Ecklösung mit Bertsche-Ankerdübel – [Z-3] Variante 3



Ecklösung mit Keilzinken – [Z-2] Variante 2



Ecklösung mit induo-Anker – [Z-4] Variante 4

Systemskizze 1a: Rahmen mit Holzstützen und Holzriegeln

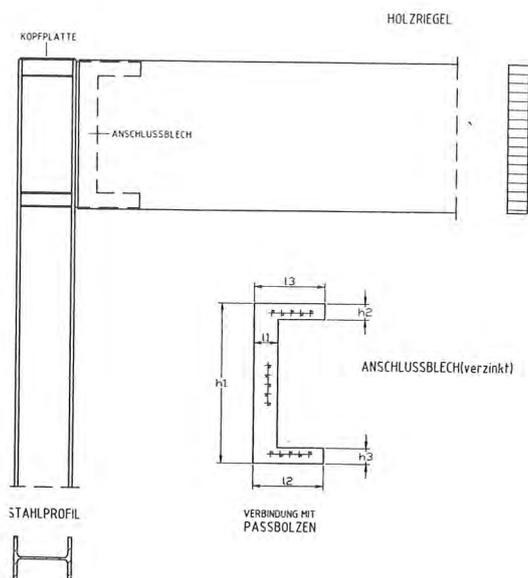
Die Hallenhöhen werden auf 3,5 m, 4,0 m, 5,0 m und 6,0 m festgelegt. Die Hallenbreiten sind 10 m, 15 m, 20 m und 25 m.

Die Binderabstände werden zu 2,5 m bis 7,0 m gewählt.

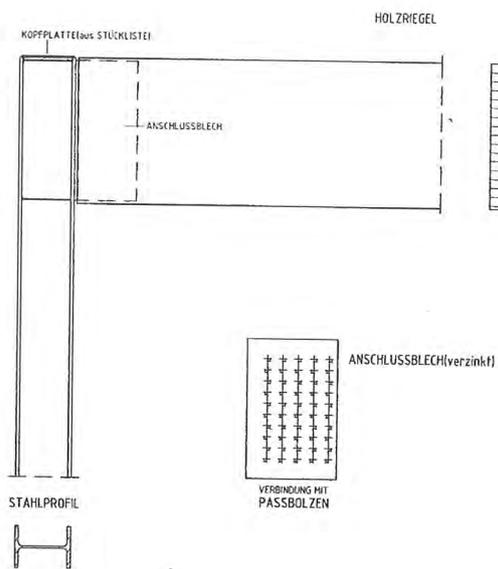
Für die Schnittgrößenermittlung wird ein minimaler und ein maximaler Binderabstand angenommen und davon ausge-

gangen, dass die Schnittgrößen für die dazwischen liegenden Binderabstände innerhalb dieser beiden Extremwerte liegen.

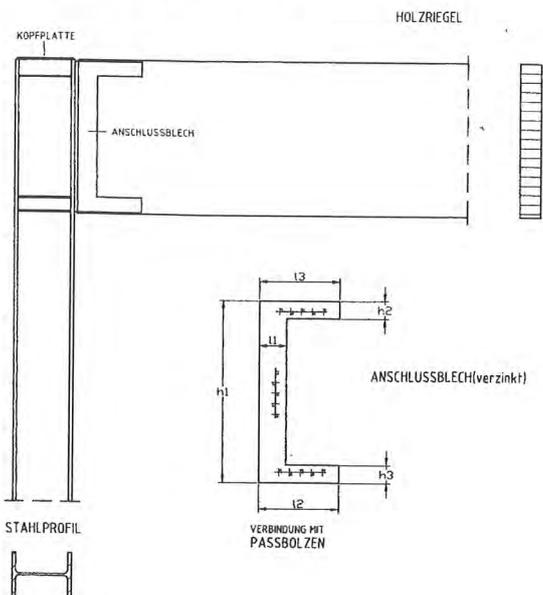
Aus diesen Festlegungen ergeben sich also 32 geometrische Bemessungsvarianten (4 Höhen \times 4 Stützweiten \times 2 Binderabstände) für die oben genannten Rahmeneckverbindungsarten.



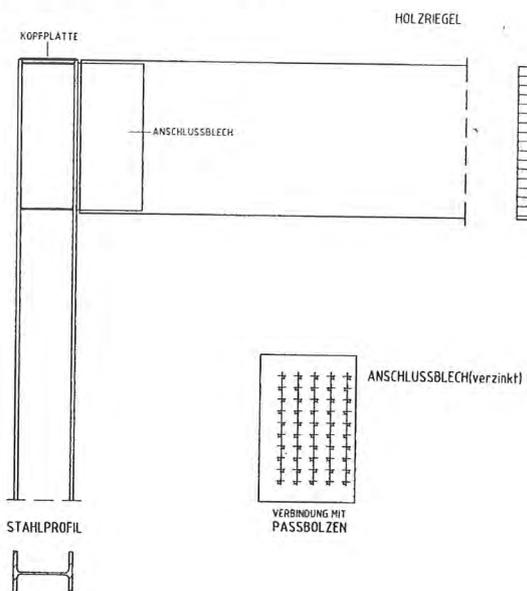
Ecklösung mit eingeschliztem Blech und Stabdübeln/Passbolzen; C - Blech – [Z-5a] Variante 5a



Ecklösung mit eingeschliztem Blech und Stabdübeln/Passbolzen; Ip - Blech – [Z-5] Variante 5b

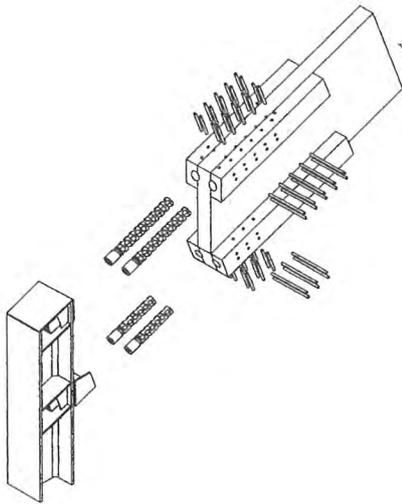


Mit außen liegendem Blech und Stabdübeln/Passbolzen; C - Blech – [Z-6a] Variante 6a

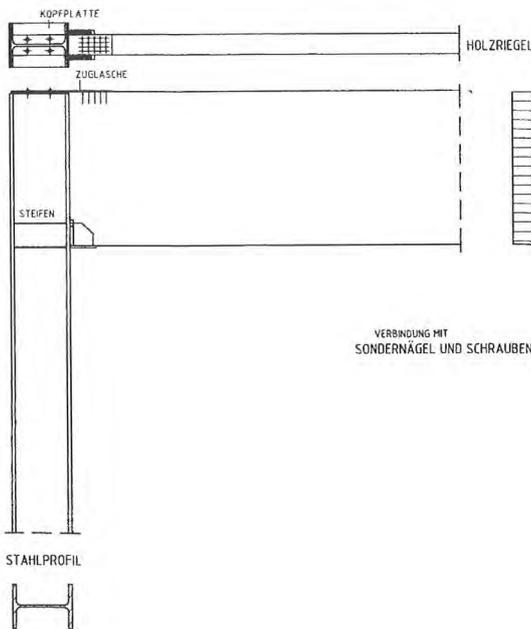


Mit außen liegendem Blech und Stabdübeln/Passbolzen; Ip - Blech – [Z-6b] Variante 6b

Systemskizze 1b: Rahmen aus Stahlprofilstützen und Holzriegel



Ecklösung mit Bertsche-Ankerdübel – [Z-7]; Variante 7

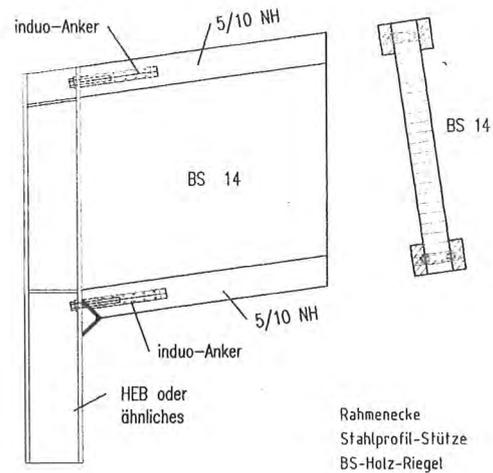


Ecklösung mit genagelter Zuglasche – [Z-9]; Variante 9

Für eine Vorbemessung ausreichend wird zur Vereinfachung der Berechnungen eine Dachneigung von 0° angenommen.

Es wird grundsätzlich Brettschichtholz der Festigkeitsklasse BS 14 angesetzt, für die Stahlprofilstützen eine Materialgüte von S 235 (St 37). Dies entspricht einer allgemeinen Verfügbarkeit und üblichen Gebräuchen.

Die Vorbemessungen beziehen sich auf den Hallenrahmen und die dazugehörigen Eckverbindungen. Bemessungen anderer Hallenbestandteile wie z.B. Pfetten, Verbände oder Fußpunktanschlüsse sind nicht Gegenstand der Betrachtung.



Ecklösung mit induo-Anker – [Z-8]; Variante 8

Wesentlicher Bestandteil der Untersuchung sind die Kosten für das Material (Stahlprofil, Brettschichtholz und Verbindungsmittel). Es wurde versucht, iterativ die benötigten Querschnitte weitgehend zu optimieren, um so den Materialeinsatz gering zu halten.

Im weiteren wird bei der Schnittgrößenermittlung bei mehreren Varianten davon ausgegangen, dass das zu ermittelnde Feldmoment des Holzriegels ca. 25% größer sein soll als das Eckmoment. Mit dieser Festlegung wird berücksichtigt, dass durch die Verbindungsmittel die Querschnitte im Bereich der Rahmenecke stark geschwächt sind.

Die Vorbemessungen und Berechnungen basieren auf der zur Zeit gültigen DIN 1052 (Ausgabe April 1988 mit Anhang Oktober 1996) [1].

1.2 Statik

1.2.1 Lastannahmen

Lastannahmen nach den o. g. Annahmen:

– Eigenlast nach DIN 1055-1 [2]

Trapezblech	0,20 kN/m ²
Pfetten	0,10 kN/m ²
Wärmedämmung	0,15 kN/m ²
Beplankung	0,10 kN/m ²
Folie	0,05 kN/m ²
BS-Träger	<u>0,15 kN/m²</u>

$g =$ 0,75 kN/m²

– Schneelast nach DIN 1055-5 [2]

aus Schneelastzone 2 (aus Hallenstandort: Karlsruhe/Ba-

den 120 m ü. NN) und der, zur Vereinfachung angenommenen, Dachneigung $\alpha = 0^\circ$ ergibt sich $s_0 = 0,75 \text{ kN/m}^2$

– Windlasten nach DIN 1055-4 [2]

aus Gebäudehöhe $h < 8,0 \text{ m} \Rightarrow q = 0,50 \text{ kN/m}^2$ und der Annahme eines allseitig geschlossenen Baukörpers resultieren folgende Windbelastungen:

- Winddruck (horizontal): $0,40 \text{ kN/m}^2$
- Windsog (horizontal): $0,30 \text{ kN/m}^2$
- Windsog (vertikal): $0,25 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ wird nicht berücksichtigt, da entlastend

– Belastungen für die zu betrachtenden Systeme:

- $g + s$: Lastfall H
- $g + s + w$: Lastfall HZ

1.2.2 Schnittgrößenermittlung

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt für die 16 geometrischen Varianten entsprechend den getroffenen Festlegungen, die Binderabstände werden noch nicht berücksichtigt. Verformungen sind nicht Gegenstand der Betrachtung.

Zweigelenrahmen :

Für den statisch unbestimmten Zweigelenrahmen wurden die Schnittgrößen mit Rahmenformeln ermittelt.

In den Rahmenformeln spielen die Einflussgrößen aus der Geometrie, wie das h/l -Verhältnis und, aus den Tragwerkskomponenten, das Steifigkeitsverhältnis Riegel/Stiel: $E \times I_r / E \times I_s$ eine wichtige Rolle.

Zuerst werden die Schnittgrößen für ein Steifigkeitsverhältnis von 1,0 mit konstanter Gleichlast auf dem Riegel berechnet, anschließend wird das Steifigkeitsverhältnis so lange erhöht, bis die Festlegung, dass das Feldmoment ca. 25% größer als das Eckmoment sein soll, erreicht ist. Dadurch ergibt sich für jede geometrische Variante ein anderes Steifigkeitsverhältnis, welches nachfolgend der Vorbemessung der Querschnitte zugrunde gelegt wurde. Mit diesen Steifigkeitsannahmen werden die Schnittgrößen für den Lastfall H und den Lastfall HZ ermittelt.

Die ungünstigere Kombination der Lastfälle wird maßgebend, wobei berücksichtigt werden muss, dass im Lastfall HZ nach DIN 1052 die zulässigen Spannungen um 25% erhöht werden dürfen.

		h=3,5m		h=4,0m		h=5,0m		h=6,0m	
		$I_r/I_s =$		$I_r/I_s =$		$I_r/I_s =$		$I_r/I_s =$	
l=10m	N_{Stiel} kN/m	1,00	2,10	1,00	1,80	1,00	1,50	1,00	1,20
	N_{Riegel} kN/m	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50
	Q_{Stiel} kN/m	2,90	2,40	2,50	2,10	1,90	1,70	1,50	1,40
	Q_{Riegel} kN/m	2,90	2,40	2,50	2,10	1,90	1,70	1,50	1,40
	M_{Feld} kNm/m	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50
	M_{Eck} kNm/m	8,61	10,36	8,88	10,30	9,38	10,42	9,82	10,30
l=15m	N_{Stiel} kN/m	1,00	3,10	1,00	2,70	1,00	2,20	1,00	1,80
	N_{Riegel} kN/m	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30
	Q_{Stiel} kN/m	7,00	5,40	6,00	4,80	4,60	3,80	3,70	3,20
	Q_{Riegel} kN/m	7,00	5,40	6,00	4,80	4,60	3,80	3,70	3,20
	M_{Feld} kNm/m	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30
	M_{Eck} kNm/m	17,85	23,21	18,31	23,18	19,18	23,30	19,98	23,18
l=20m	N_{Stiel} kN/m	1,00	4,20	1,00	3,70	1,00	3,00	1,00	2,40
	N_{Riegel} kN/m	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
	Q_{Stiel} kN/m	12,80	9,60	11,00	8,40	8,60	6,70	6,90	5,60
	Q_{Riegel} kN/m	12,80	9,60	11,00	8,40	8,60	6,70	6,90	5,60
	M_{Feld} kNm/m	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
	M_{Eck} kNm/m	30,22	41,44	30,88	41,52	32,14	41,67	33,33	41,22
l=25m	N_{Stiel} kN/m	1,00	5,30	1,00	4,60	1,00	3,70	1,00	3,10
	N_{Riegel} kN/m	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80
	Q_{Stiel} kN/m	20,40	14,90	17,70	13,10	13,80	10,50	11,20	8,70
	Q_{Riegel} kN/m	20,40	14,90	17,70	13,10	13,80	10,50	11,20	8,70
	M_{Feld} kNm/m	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80
	M_{Eck} kNm/m	45,70	64,92	46,59	64,78	48,25	64,87	49,84	64,96
l=25m	N_{Stiel} kN/m	1,00	5,30	1,00	4,60	1,00	3,70	1,00	3,10
	N_{Riegel} kN/m	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80
	Q_{Stiel} kN/m	20,40	14,90	17,70	13,10	13,80	10,50	11,20	8,70
	Q_{Riegel} kN/m	20,40	14,90	17,70	13,10	13,80	10,50	11,20	8,70
	M_{Feld} kNm/m	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80	18,80
	M_{Eck} kNm/m	71,50	52,27	70,59	52,41	69,93	52,32	67,35	52,22

Tabelle 1: Schnittgrößen für 2-Gelelenk-Rahmen, Lastfall $g+s$

Unsymmetrischer Dreigelenkrahmen:

Bei der Schnittgrößenermittlung des statisch bestimmten Dreigelenkrahmens hat das $h//l$ -Verhältnis und das Steifigkeitsverhältnis keine Bedeutung. Als maßgebender Lastfall kann nur der Lastfall HZ angenommen werden, da im Lastfall H keine Eckmomente vorhanden sind.

Die Bemessungsschnittgrößen sind in **Tabelle 1** nachlesbar.

1.2.3 Schnittgrößeneinteilung

Zur Vereinfachung und Systematisierung wurden die maßgebenden Schnittgrößen in signifikante Stufen eingeteilt. Das Eckmoment wird auf einheitliche Größen gerundet, da diese Werte, bezogen auf die Riegelänge, nicht weit auseinander liegen.

Ebenso wird das Feldmoment vereinheitlicht. Diese, in Lastgruppen eingeteilten, Schnittgrößen sind die Grundlage für die weiteren Bemessungen (**Tabelle 2**). Die Werte sind noch auf einen Meter Hallenlänge bezogen, d.h. ohne einen dazugehörigen Binderabstand.

1.2.4 Vorbemessung (Querschnittsbestimmung)

Durch Multiplikation der Schnittgrößen mit dem kleinsten und größten Binderabstand $a = 2,5\text{ m}$ und $a = 7,0\text{ m}$, ergeben sich die minimalen und maximalen für jede geometrische Variante, getrennt nach Stiel und Riegel. Die Untersu-

chung der Verbindungsvarianten soll mit den gleichen Holz- und Stahlquerschnitten durchgeführt werden. Deswegen wurden nun für jede geometrische Variante Querschnitte bestimmt, welche die Ausgangsgrößen für die Variantenuntersuchungen darstellen.

Für die Querschnittsbestimmung werden folgende Festlegungen getroffen:

- das Verhältnis der Querschnittshöhe zur Querschnittsbreite (h/b) soll ≤ 10 betragen,
- als Querschnittsbreiten kommen nur $b \geq 12\text{ cm}$ in Frage,
- als Ausgangsgrößen für die Vorbemessung werden zuerst Querschnitte durch Begrenzung der Schlankheit bestimmt:

Schlankheitsbegrenzung für den Holzstiel: $\lambda \leq 130$
 Schlankheitsbegrenzung für den Holzriegel: $\lambda \leq 150$

Knicklängen:

a) Knicken aus der Binderebene s_{kz} :

Stiel:

Es wird davon ausgegangen, dass der Stiel am Fuß- und Traufpunkt seitlich gehalten ist, somit entspricht die Knicklänge des Stiels der Hallenhöhe.

Riegel:

Der Riegel ist unabhängig von seiner Länge im Abstand von $5,00\text{ m}$ durch Verbandspfetten seitlich gehalten: \rightarrow Knicklänge des Riegels = $5,00\text{ m}$

	h=3,5m	h=4,0m	h=5,0m	h=6,0m
l=10m	N _{Stiel} = 7,50 kN/m			
	Q _{Stiel} = 2,40 kN/m	Q _{Stiel} = 2,10 kN/m	Q _{Stiel} = 1,70 kN/m	Q _{Stiel} = 1,40 kN/m
	N _{Riegel} = 2,40 kN/m	N _{Riegel} = 2,10 kN/m	N _{Riegel} = 1,70 kN/m	N _{Riegel} = 1,40 kN/m
	Q _{Riegel} = 7,50 kN/m			
	M _{Eck} = 8,00 kNm/m			
	M _{Feld} = 10,00 kNm/m			
l=15m	N _{Stiel} = 11,30 kN/m			
	Q _{Stiel} = 5,40 kN/m	Q _{Stiel} = 4,80 kN/m	Q _{Stiel} = 3,80 kN/m	Q _{Stiel} = 3,20 kN/m
	N _{Riegel} = 5,40 kN/m	N _{Riegel} = 4,80 kN/m	N _{Riegel} = 3,80 kN/m	N _{Riegel} = 3,20 kN/m
	Q _{Riegel} = 11,30 kN/m			
	M _{Eck} = 19,00 kNm/m			
	M _{Feld} = 23,00 kNm/m			
l=20m	N _{Stiel} = 15,00 kN/m			
	Q _{Stiel} = 9,60 kN/m	Q _{Stiel} = 8,40 kN/m	Q _{Stiel} = 6,70 kN/m	Q _{Stiel} = 5,60 kN/m
	N _{Riegel} = 9,60 kN/m	N _{Riegel} = 8,40 kN/m	N _{Riegel} = 6,70 kN/m	N _{Riegel} = 5,60 kN/m
	Q _{Riegel} = 15,00 kN/m			
	M _{Eck} = 33,00 kNm/m			
	M _{Feld} = 41,00 kNm/m			
l=25m	N _{Stiel} = 18,80 kN/m			
	Q _{Stiel} = 14,90 kN/m	Q _{Stiel} = 13,10 kN/m	Q _{Stiel} = 10,50 kN/m	Q _{Stiel} = 8,70 kN/m
	N _{Riegel} = 14,90 kN/m	N _{Riegel} = 13,10 kN/m	N _{Riegel} = 10,50 kN/m	N _{Riegel} = 8,70 kN/m
	Q _{Riegel} = 18,80 kN/m			
	M _{Eck} = 52,00 kNm/m			
	M _{Feld} = 65,00 kNm/m			

Tabelle 2: Lastgruppen

b) Knicken in der Binderebene s_{ky} :

Stiel:

Die Knicklänge für den Stiel aus BS 14 wird nach DIN 1052-1 bestimmt.

Die Knicklänge für den Stiel aus Stahlprofil nach DIN 18800-2

Riegel :

Knicklänge nach DIN 1052-1

Nach der Knicklängenbestimmung werden nun Eingangs-Querschnitte folgendermaßen bestimmt:

$$\lambda = s_k / i \text{ mit } i = 0,289 \times h \text{ bzw. } 0,289 \times b$$

Mit diesen Eingangs-Querschnitten wurden die Spannungs- und Stabilitätsnachweise mit den zuvor berechneten minimalen und maximalen Bemessungsschnittgrößen geführt. Vereinfacht wurde vorausgesetzt, dass keine Kippgefahr für Stiele und Riegel besteht.

War der Nachweis für die einzelnen Eingangsquerschnitte nicht erfüllt, wurden sie so lange vergrößert, bis der Nachweis erbracht ist, dabei wurde darauf geachtet, das vorgegebene Steifigkeitsverhältnis nicht zu verändern, da sich sonst andere Schnittgrößen bei dem statisch unbestimmten System ergeben würden.

Für die Bemessung der Stahlprofile wurden die nachgewiesenen Eingangsquerschnitte für den Holzriegel als Grundlage genommen. Mit diesen Querschnitten und den vorgegebenen Steifigkeitsverhältnissen wurden Stahlprofile ausgewählt und nach DIN 18800-2 nach dem Ersatzstabverfahren nachgewiesen. Der Teilsicherheitsbeiwert wurde dabei vereinfacht mit $\gamma = 1,5$ (sichere Seite) angesetzt.

Bei Nichterfüllung des Nachweises wurde das Stahlprofil iterativ vergrößert, bis der Nachweis erbracht war und das vorgegebene Steifigkeitsverhältnis eingehalten war. Durch das Angleichen an das vorgegebene Steifigkeitsverhältnis kann es vorkommen, dass die Bemessungsquerschnitte überdimensioniert sind, was in der Kostenbetrachtung sicherlich noch eine Rolle spielen wird.

Mit den in diesem Abschnitt ermittelten Querschnitten wurden Untersuchungen der verschiedenen Ecklösungen vorgenommen. Die Querschnittsabmessungen dienen als Ausgangsgrößen für die Bemessungen der Rahmen in Abhängigkeit der Eckverbindung.

1.3 Variantenuntersuchung der Ecklösungen

Mit den wie oben beschriebenen Schnittgrößen wurden nun für alle Varianten der Ecklösungen (siehe Systemskizzen 1) die erforderlichen Verbindungsmittel, Stahlblechgrößen etc. ermittelt. Bei den Berechnungen wurden einige Vereinfachungen getroffen, die Bemessungen haben den Charakter von Vorbemessungen. Zu jeder Variante gibt es eine ausführliche Beschreibung der Ausbildung der Rahmenecke und der Berechnungsgrundlagen und Vereinfachungen. Hier wird exemplarisch nachfolgend nur eine Variantenbemessung erläutert.

chungen getroffen, die Bemessungen haben den Charakter von Vorbemessungen. Zu jeder Variante gibt es eine ausführliche Beschreibung der Ausbildung der Rahmenecke und der Berechnungsgrundlagen und Vereinfachungen. Hier wird exemplarisch nachfolgend nur eine Variantenbemessung erläutert.

1.3.1 Vorbemessung Variante 3

Rahmenecke mit Bertsche-Ankerdübelverbindung [Z-3], [4].

Stiel und Riegel sind einteilig, aufgrund der Anschlussgeometrie wird hier von einem Steifigkeitsverhältnis von 1 ausgegangen. Die Rahmenecke wird quasi mit einer Gehrung von 45° ausgeführt.

Bei der Bemessung und Ausführung von Bertsche-Ankerdübel-Verbindung (BVD) sind grundsätzlich die Bestimmungen der allgemein bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-9.1-233 vom Juli 1998 zu beachten. Die Verbindung darf nur zur Übertragung von Längskräften (Zug- und Druckkräfte) verwendet werden. Maßgebend für die zulässige Ankerdübelbelastung ist die Einbindelänge und die Anzahl der, in der Dübelverbindung vorkommenden, Stabdübel.

Für die Vorbemessung ist die Länge der Stabdübel ausschlaggebend, da die zulässige Dübelbelastung in Abhängigkeit des nutzbaren Holzquerschnitts steht. Der nutzbare Holzquerschnitt bestimmt die Länge der Stabdübel.

Die Dimensionierung der Ankerkörper erfolgte schrittweise, ausgehend von der Annahme, dass der Bemessungsquerschnitt von Riegel und Stiel ausreichend ist, um Ankerkörper und dazugehörige Stabdübel aufzunehmen. Reicht der Querschnitt nicht aus, werden Aufleimungen vorgesehen, um den Querschnitt zu vergrößern.

Die, für die Dimensionierung notwendigen, Längskräfte erhält man, indem das Rahmeneckmoment in ein Kräftepaar ($Z = D = M/z$) aufteilt. Der, für die Aufteilung notwendige, innere Hebelarm wird als Abstand der Ankerkörpermittellachsen angenommen.

Geht man z.B. von einem Nutzquerschnitt von z. B. 14/14 cm aus, erhält man also einen inneren Hebelarm von $z = h_{\text{Riegel}} - (2 \times 7 \text{ cm})$. Bei einer Vergrößerung des Nutzquerschnittes, z.B. durch das Aufbringen von Aufleimern, reduziert sich der innere Hebelarm entsprechend, da der Abstand von der Oberkante/Unterkante des Stiels bzw. des Riegels zur Ankerkörpermittellachse größer wird. Das Stahlteil ist für die, durch die Längskräfte in der Rahmenecke entstehende Umlenkkräfte stahlbaumäßig zu bemessen.

Die aus der Normal- und Querkraft entstehenden Kräfte parallel zur Gehrungslinie werden ebenfalls durch das Stahlteil aufgenommen. Die Übertragung der, aus der Normal- und Querkraft entstehenden, Kräfte senkrecht zur Gehrungslinie

erfolgt über Druckkontaktpressung in der Gehrungsfuge der Rahmenecke.

2 Kostenbetrachtung

2.1 Vorwort

Zunächst wurden alle, in den Vorbemessungen ermittelten, Querschnittsgrößen und Verbindungsmittelmengen in Stücklisten zusammengefasst, jede bezieht sich auf eine geometrische Variante und den dazugehörigen Binderabstand.

Jede der 11 in Systemskizzen 1 dargestellten Rahmeneckvarianten erhält 32 Stücklisten mit folgenden Angaben:

- Holz nach Volumen (m^3)
- Stahl nach Gewicht (kg)
- Verbindungsmittel nach Menge (Stk.)

Die aufgeführten Größen beziehen sich immer auf den Bedarf an Holz, Stahl und Verbindungsmittel für einen Rahmen ohne Fußpunkt.

Um die Kostenbetrachtung praxisnah durchführen zu können, wurden im Frühjahr 2003 vier deutsche Holzbaufirmen um Angaben zu Material – und Herstellkosten für ausgewählte geometrische Varianten zu machen.

Die ausgewählten Varianten waren:

- $h = 4,0$ m; $l = 10$ m; Binderabstand $a = 2,5$ m
- $h = 4,0$ m; $l = 10$ m; Binderabstand $a = 7,0$ m
- $h = 6,0$ m; $l = 20$ m; Binderabstand $a = 2,5$ m
- $h = 6,0$ m; $l = 20$ m; Binderabstand $a = 7,0$ m

2.2 Kostenermittlung

2.2.1 Material

Materialkosten für Holz, Stahl oder Verbindungsmittel wurden aus den Angaben der Holzbaufirmen und aus Produktkatalogen, Händlerlisten o.Ä. entnommen. Alle Angaben unterschieden sich nicht wesentlich, es wurden daher einfach aus gemittelten Werten die Materialkosten der Binder mit Ecklösung errechnet.

2.2.2 Herstellung

Die Preise für die Herstellung und Montage der Rahmeneckverbindungsvarianten für die ausgesuchten geometrischen Varianten basieren auf den Angaben der o.g. Holzbaufirmen. Die Preisermittlung bezieht sich auf die Rahmen mit Eckausbildung ohne Kalkulation der Fußpunkte.

Transportkosten sollen nur in sofern berücksichtigt werden, dass die zu transportierenden Bauteile ohne erheblichen Aufwand, wie z.B. Sondertransport zur Baustelle gebracht

werden können und die Baustelle im näheren Umkreis der ausführenden Firma liegt.

Vorgaben zu Abbund, Herstellungstechnik oder Montageausführung wurden nicht gemacht.

Bei den Herstellkosten, lagen im Gegensatz zu den Materialkosten die Angaben der Firmen teilweise sehr weit auseinander, so dass die Bildung von Mittelwerten keine sinnvollen Größen ergab. Die großen Abweichungen ergaben sich insbesondere bei den Varianten mit neuerer Technik (z.B. Variante 3 mit BVD- Anker oder Variante 4 mit Induo-Verbundankern). Ursache dafür könnte sein, dass sich Kostenkalkulationen immer auf Erfahrungen stützen, fehlen diese, wird die Kalkulation eher konservativ, also höher, ausfallen.

Um dennoch die Herstellungskosten nach Konstruktionsvarianten bewerten zu können, wurde zunächst der Mittelwert der Herstellkosten jeder Variante je Firma berechnet und dann die Kosten der Eckvariante prozentual zu diesem Mittelwert angegeben.

Es wurde im weiteren versucht, den Einfluss von „Ausreißern“ zu eliminieren. Aufgrund der geringen Grundgesamtheit wurde eine „ingenieurmäßige“ Abschätzung versucht. Zunächst wurden die „Ausreißer“-Varianten eliminiert und die auf den neuen Mittelwert bezogenen Varianten-Einzelwerte berechnet.

Zur Kalibrierung dieser Ergebnisse wurde zum Vergleich eine Abschätzung angestellt, bei der die „Ausreißer“-Werte auf ein geschätztes Niveau verändert wurden und die Summe der Differenzen gleichmäßig auf die verbleibenden Varianten verteilt wurden.

Im Weiteren wurden Mittelwerte der Konstruktionsvarianten für jede der ausgesuchten, geometrischen Varianten ermittelt. Dafür wurde zuerst für jede geometrische Variante die Summe der Herstellungskosten aller Rahmeneckvarianten je Firma gebildet, daraus der Mittelwert ist die Bezugsgröße für die Herstellungskosten aller Konstruktionsarten für die geometrische Variante. Aus den prozentualen Anteilen der einzelnen Rahmeneckvarianten aus allen Firmen, bezogen auf die jeweiligen mittleren Herstellungskosten der Firmen, wurde wiederum ein Mittelwert gebildet. Man erhält damit die Aussage, um wie viel die einzelne Eckvariante im Mittel bei den Firmen teurer oder preiswerter als der Mittelwert ihrer Herstellungskosten ist. Bezieht man nun diesen Mittelwert der prozentualen Anteile auf den Mittelwert der Herstellungskosten der Firmen, ergeben sich die gemittelten Herstellungskosten für die einzelnen Konstruktionsvarianten.

2.2.3 Gesamtkosten

Für die ausgesuchten geometrischen Varianten wurden nun

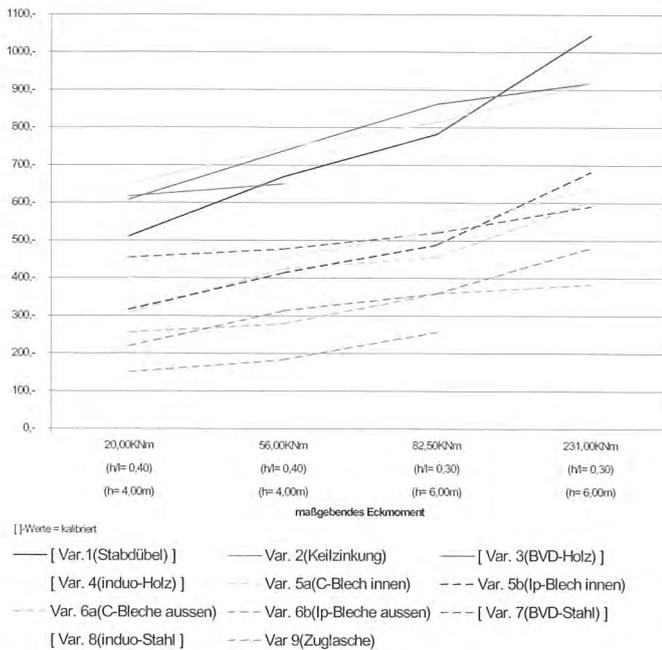


Diagramm 1: Herstellungskosten für einen Rahmen

die Gesamtkosten ermittelt, indem die Materialkosten und die gemittelten Herstellungskosten addiert wurden (Diagramm 2).

Es wird davon ausgegangen, dass die Kosten für die übrigen geometrischen Varianten interpoliert werden können.

Aus den Gesamtkosten, durch die anteilige Binderlänge und den dazugehörigen Binderabstand dividiert, erhält man den Preis eines Rahmens pro Quadratmeter Grundfläche, die in Diagramm 2 dargestellt sind.

3 Auswertung

3.1 Ableitungen aus den Untersuchungsergebnissen

3.1.1 Grundlagen für ein Gesamtbild

Die Herstellungskosten stellen gegenüber den Materialkosten einen Anteil von weniger als 20% dar. Die Schwankungsbreite der Herstellkosten macht - bezogen auf die Gesamtkosten - einen Anteil von weniger als 5% aus. Die Herstellungskosten sind zudem mit großen Unsicherheiten behaftet. Sie werden bei Ableitung eines Gesamtbildes vernachlässigt. Es werden im folgenden nur die Materialkosten betrachtet.

3.1.2 Gesamtbeurteilung

Grundsätzlich zeigt sich wie zu erwarten war, dass größere Binderabstände preisgünstigere Binder als kleinere Binderabstände ergeben. Es muss dabei jedoch beachtet werden, dass bei größeren Binderabständen u.U. die Kosten für

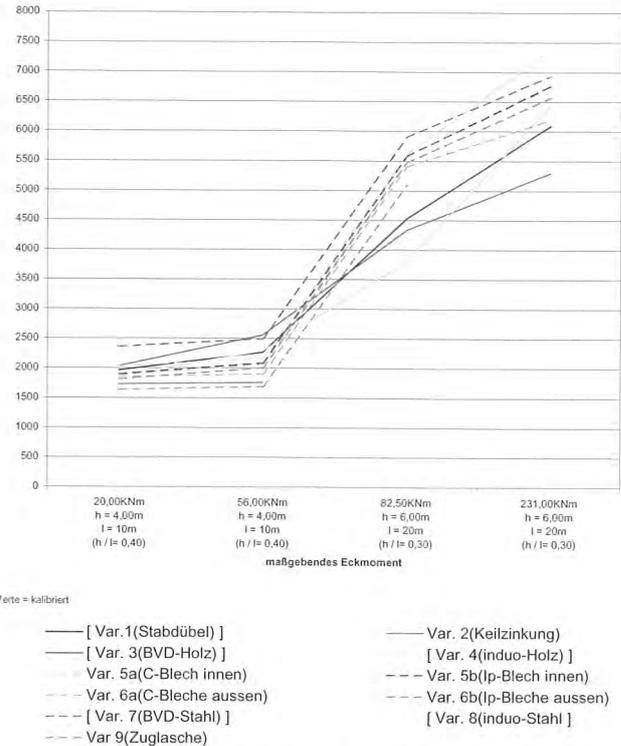


Diagramm 2: Gesamtkosten für einen Rahmen

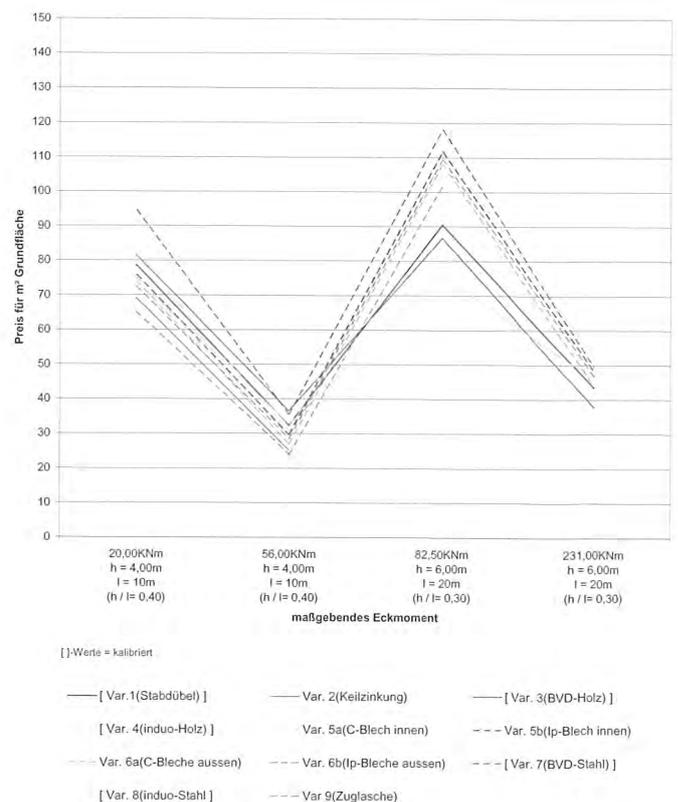


Diagramm 3: Gesamtkosten für einen Rahmen auf Grundfläche bezogen

Pfetten, Wandaufbauten, Fassaden höher werden.

Variante 1 (Stabdübelkreis) zeigt ihre Stärken, wenn Riegelbemessung und Stielbemessung annähernd die gleichen Holzhöhen ergeben.

Es sind dies die Fälle:

(Werte in Klammern zweitplaziert)

Unter Berücksichtigung der günstigen Herstellungskosten von **Variante 1** kann sich auch bei den zweitplazierten Fällen ein günstiger Gesamtpreis ergeben.

Tabelle 3:

Binderabstand 2, 50 m		Binderabstand 7, 00 m	
l =	h =	l =	h =
10 m	4 m	10 m	(4 m)
	5 m		5 m
			6 m
15 m	4 m	15 m	(4 m)
	(5 m)		5 m
	(6 m)		6 m
20 m	(5 m)	20 m	(5 m)
	(6 m)		(6 m)
25 m		25 m	6 m

Variante 2, also die Verbindung mit Keilzinkenverbindung in der Rahmenecke, hat den Nachteil, dass sie von Firmen, die nicht über eine Leimgenehmigung verfügen nicht ausgeführt werden kann und bei größeren Binderabmessungen wegen der Transportmaße unwirtschaftlich wird. Davon abgesehen, liefert diese Variante bei kleinen Hallenhöhen sehr wirtschaftliche Binder.

Variante 3 (BVD-Holz-Holz) und **Variante 4** (induo-Holz-Holz)

Diese beiden Varianten sind fast durchgängig auf den günstigen Platzierungen. Sieht man von der Rahmenhöhe 4 m ab (Keilzinkung regelmäßig günstiger), finden sich die Varianten 3 und 4 abwechselnd oder gleich auf den besten (günstigen) Plätzen.

Es muss allerdings berücksichtigt werden, dass der Herstellungsaufwand bei diesen Varianten recht hoch angegeben wurde.

Varianten mit Stahlstützen (ab **Variante 5**)

Diese Varianten stellen nur bei der Höhe $h = 4$ m eine günstige oder einigermaßen günstige Wahl bezüglich der Materialkosten dar.

Bis 20 m Stützweite einschließlich kann die **Variante 9** (Stahlstütze mit Eckausbildung mit Zuglasche) wegen ihrer günstigen Herstellkosten dennoch ein sehr günstiges Gesamtergebnis erbringen.

Bei der Stützweite 20 m liegen die Varianten mit stählernen Stützen bezüglich der Materialkosten sehr nahe bei den Holz-Holz-Varianten 1,3,4, insbesondere bei $a = 7$ m.

Bei der Stützweite 25 m zeigen sich die Stahlstützen-Varianten bei 4 m und 5 m Höhe recht günstig, bei 6 m Höhe etwas ungünstiger.

3.2 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgelegten Ergebnisse aus Vorbemessungen und Kostenschätzungen haben nur orientierenden Charakter haben, weil:

- die Steifigkeiten bzw. Drehfedereinflüsse der jeweiligen Rahmeneckverbindungen nicht berücksichtigt wurden,
- die Holzriegel stets waagrecht angenommen wurden,
- die Steifigkeitsverhältnisse bei den zuletzt genannten Fällen nicht optimiert bzw. modifiziert wurden,
- die Gebrauchstauglichkeitskriterien nicht betrachtet wurden.

Mit den Materialermittlungen und Stücklisten aus den Vorbemessungen der genannten Hallenvarianten, die in einer Zusammenfassung voraussichtlich vom Bruder-Verlag veröffentlicht werden, ist für Holzbaufirmen leicht möglich, auch die Varianten mit den neueren Ecklösungen, wie Bertsche- oder Induo-Anker, kalkulatorisch zu erfassen.

Die im vorigen Kapitel gemachten Angaben zu Kosten, können aufgrund der o.g. Einschränkungen zunächst nur als Grobangabe bzw. Machbarkeitsüberlegung dienen. Hier müssten noch weitere Kalkulationen von Holzbaufirmen untersucht werden.

Hallenkonstruktionen in Holz- oder gemischter Holz-Stahlbauweise werden im Vergleich zu Zweigelenkrahmenhallen in reiner Stahlbauweise wenig ausgeführt, da angeblich reine Stahlhallen sehr preiswert zu errichten sind. Mit den in dieser Diplomarbeit gewonnenen Daten werden hoffentlich Holzbaufirmen angeregt, dies neu überprüfen und zu widerlegen.

Literaturverzeichnis

- [1]: DIN 1052, Holzbauwerke, Teile 1-3 (4.88) mit Anhang (10.96)
 [2]: DIN 1055, Lastannahmen, Teil 1 (7.78), Teil 4 (8.86), Teil 5 (6.75)
 [3]: DIN 18800, Stahlbauten, Teile 1 bis 4 (11.90)
 [4]: Bertsche-Ankerdübel-Verbindungen, Z-9.1-233 Juli 1998; www.bertsche-system.de
 [5]: induo-Anker-Verbindung; www.induo.de

Professor Dr.-Ing. Wilfried Führer

Professor Dr.-Ing. Wilfried Führer
Lehrstuhl für Tragkonstruktionen
RWTH Aachen
Schinkelstraße 1
52062 Aachen



Studium FH und TH Bauingenieur, Promotion und
Habilitation RWTH Aachen

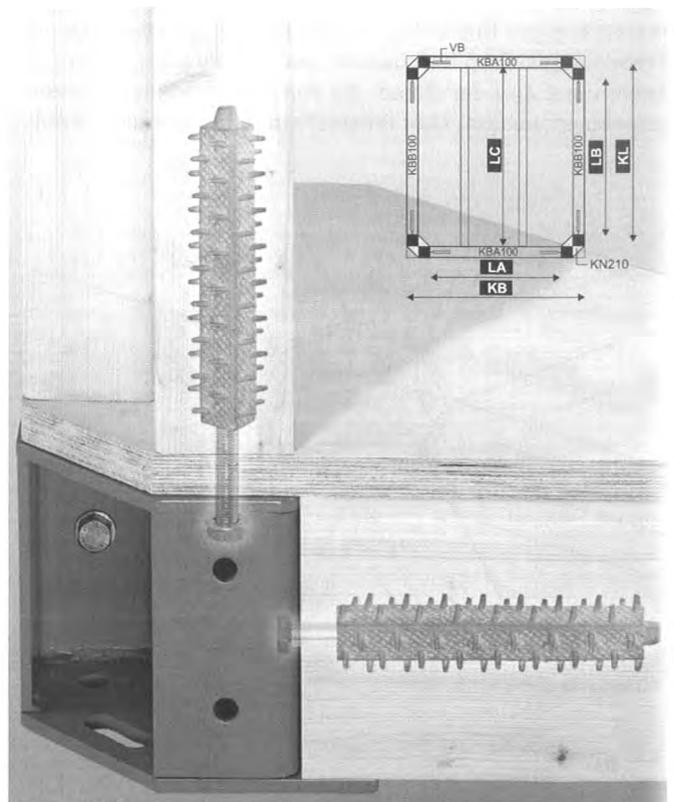
- | | |
|-------------|--|
| 1982 - 1994 | Prof. für „Experimentelle Tragwerklehre“ |
| 1994 - 2003 | Prof. Lehrstuhl Baukonstruktion (Tragwerklehre),
jetzt Lehrstuhl für Tragkonstruktionen |
| ab 1985 | Ingenieurgemeinschaft Führer – Kosch – Stein
jetzt Führer – Kosch – Jürges |

Vorgefertigte Betonknoten für den Holzbau – Erfahrungen, Stand der Erkenntnisse, Ausblick

Der Einsatz von Betonknoten im Holzbau ist an sich nichts Neues. So wurden z.B. bei der bekannten, oft veröffentlichten Kuppel in Oulo Stahlbetonknoten in Ortbetonbauweise verwandt. Hier wurde der Hohlraum zwischen den Binderköpfen ausbetoniert. Das sechseckige Stahlbetonprisma nahm die Anschlussstahlteile der Binder auf, schützte sie und diente selbst zur Druckübertragung in der Kuppel.

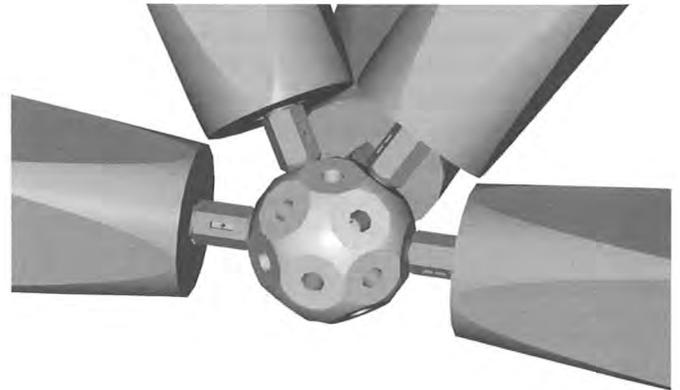
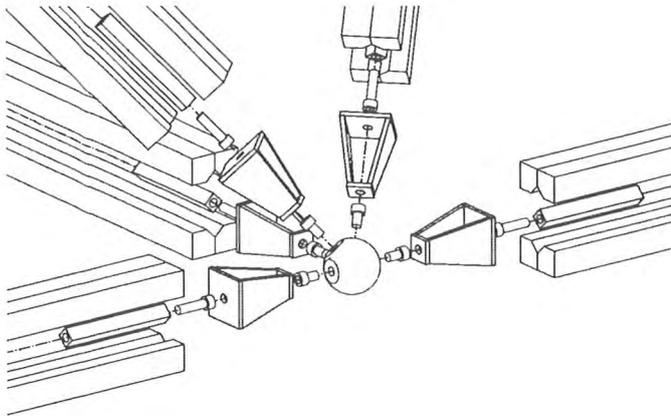


Mit dem System INDUO wurde eine Verbindungstechnik entwickelt, die nun auch eine neuartige Verschraubung von Balken an verschiedene Knoten ermöglichte. Kernstück des Systems ist der INDUO-Verbundanker, der in Kreuzbalkenkonstruktionshölzer als Innenvernagelung nicht sichtbar, äußerst maßgenau und an beliebiger Stelle in Richtung der Stabachse eingebracht wird. Ein Kreuzbalken ist ein Holzstab, bei dem geviertelte Balken um 180° gedreht wieder zusammengeleimt werden. So entsteht in der Mitte wegen der Schalkante oft ein Hohlraum. Das "gute" Kernholz gelangt nach außen. Werden die Schalkanten gleichmäßig abgearbeitet, so entsteht im Inneren des Kreuzbalkens eine Röhre mit einem auf der Spitze stehenden Quadrat als Querschnitt. Die INDUO-Verbundanker wurden zunächst mit solchen offenen Stahlknoten verschraubt, welche hauptsächlich für den Holzskelettbau konzipiert waren, bei dem Balken und Stützen mittels dieser Stahlknoten verschraubt wurden. Dabei konnte ein Verbundanker im Zentrum eines annähernd quadratischen Balkens angeordnet, oder durch Verleimung zweier Balken mit zwei Verbundankern ein höherer Balkenquerschnitt erreicht werden, welcher sich dann besonders zur Einspannung im Knoten eignet.



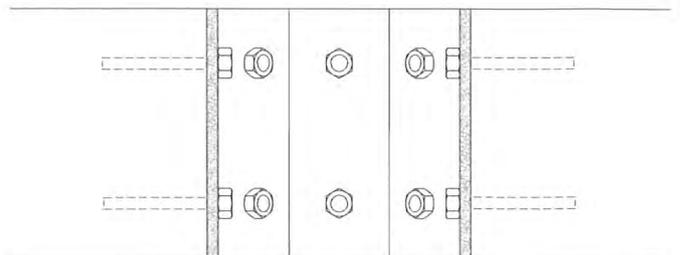
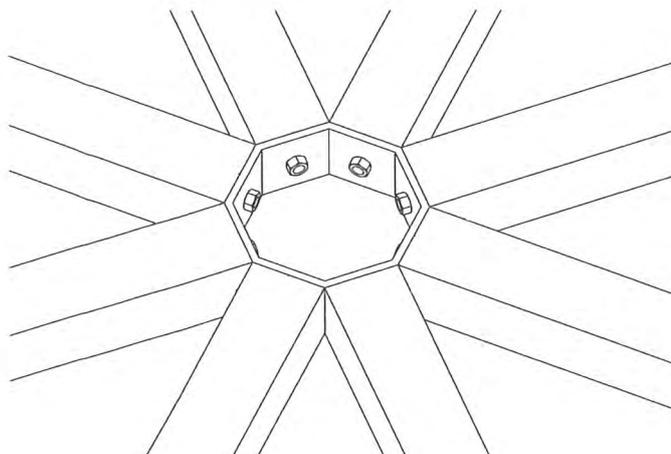
Auch bei räumlich gekrümmten Schalentragwerken ließen sich die Rippenbalken vom offenen Knoten her mit der Verbundankertechnik verschrauben. Am Lehrstuhl für Tragkonstruktionen wurde für die Fa. INDUO ein Forschungsauftrag durchgeführt, um die Nutzbarkeit des Systems auch für Raumfachwerke unter Beweis zu stellen. Raumfachwerke

erleben seit den 60er Jahren des 20. Jahrhunderts eine weite Verbreitung und werden heute für große Raumstrukturen, Hallen und Fassadenkonstruktionen angewandt. Am bekanntesten ist sicher das Stahlsystem MERO mit seinen charakteristischen Knoten.



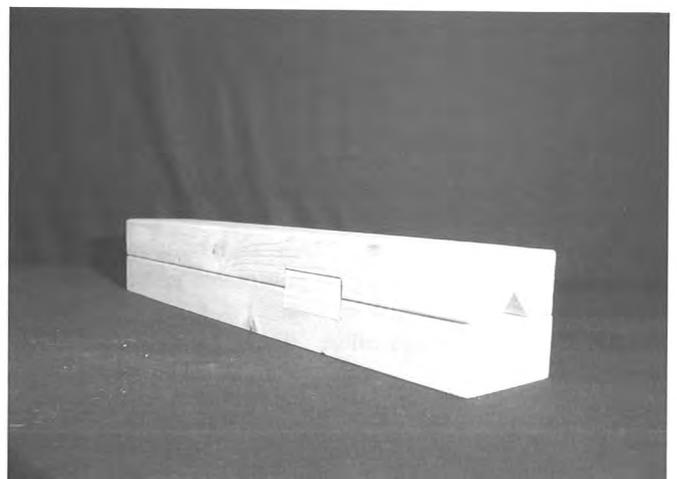
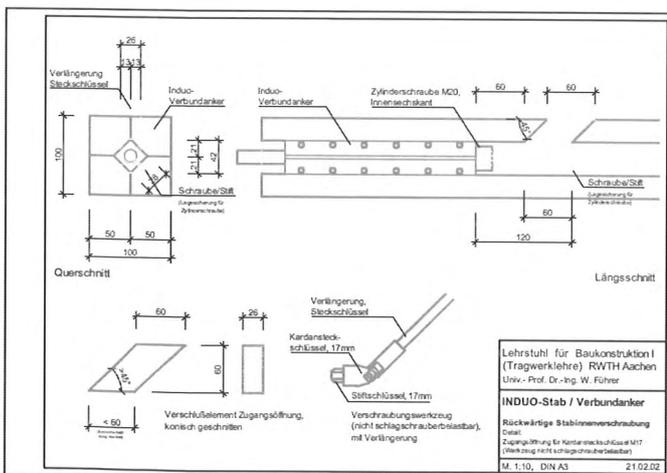
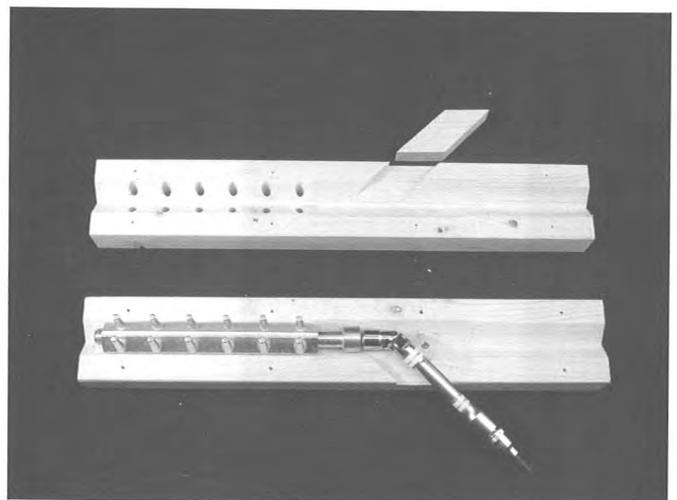
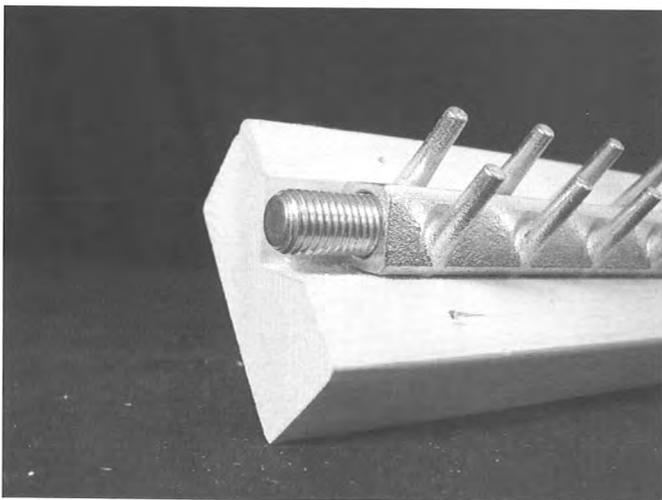
Auf der Suche nach für das INDUO-System geeigneten markt gängigen Knotentypen stieß Herr Dr. Heyden, der den Forschungsauftrag bearbeitete, auf Kugelknoten, Tellerknoten und Zylinderknoten, die von verschiedenen Firmen angeboten wurden. Man unterschied dabei zwischen Knoten

für einlagige und für mehrlagige Systeme. Auch wurden am Lehrstuhl für Tragkonstruktionen selbst Stahlknoten entwickelt, die auf die Besonderheiten der INDUO-Verbundanker ausgerichtet waren. Alle diese offenen Knoten hatten die Eigenschaft, daß von ihnen her in den Holzquerschnitt mit seinem Verbundanker hinein geschraubt wurde. In einem besonderen Distanzstück konnte sowohl in den Holzbalken als auch in den Knoten hinein geschraubt werden (siehe MERO).

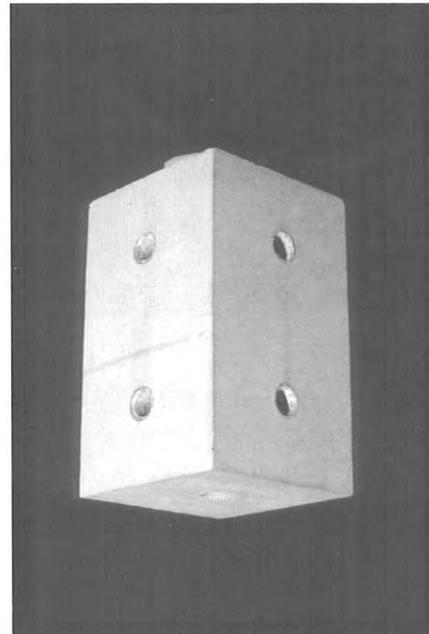
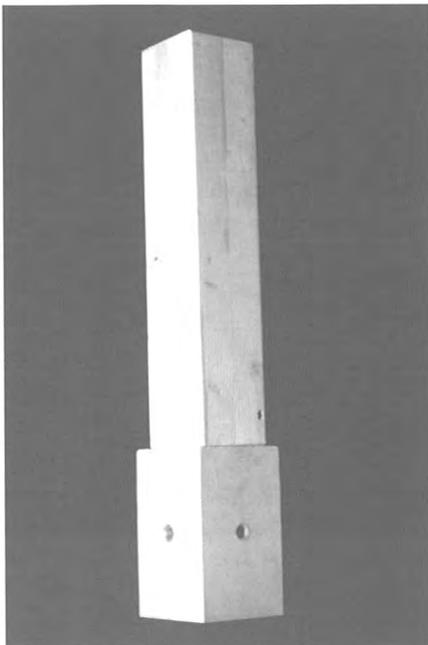
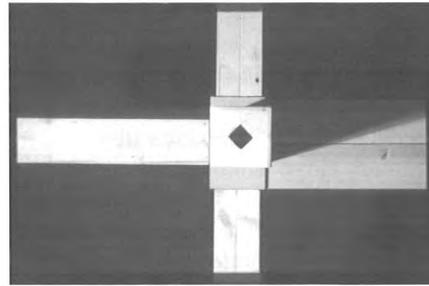


Während der Beschäftigung mit dem Thema entdeckte Herr Dr. Heyden aber auch die Möglichkeit, vom Holzbalken her in den Knoten hinein zu schrauben, mit einer sogenannten rückwärtigen Innenverschraubung. Dabei diente die Innerröhre des Kreuzbalkens nicht nur der Aufnahme des Verbundankers sondern auch eines innenliegenden Imbus-Bolzens, der von dem Kanal aus vorgeschoben und in den Knoten eingeschraubt wurde. Der Antrieb wurde mit einem Kardangelenk versehen, so daß eine Verschraubung unter 45° von einem Stichkanal in den eigentlichen Kanal hinein erfolgen konnte. Die Knoten konnten nun als Massivknoten

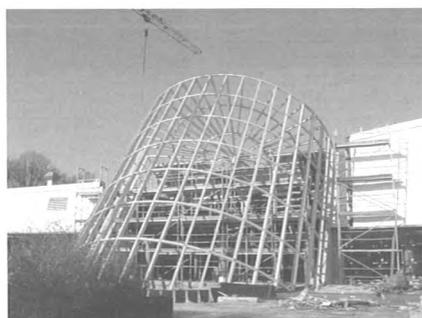
z.B. aus Stahlbeton angefertigt werden. Dadurch konnte auch das Problem des Brandschutzes gelöst werden. Während die unsichtbare Innenlage des Ankers bereits zu einem erhöhten Brandschutz führte, waren die offenen Stahlknoten bisher in dieser Hinsicht ein ausgesprochener Schwachpunkt. Die Verschraubungstechniken des Stahlbaus konnten so auf Holzbau und Stahlbetonbau übertragen werden. Die gänzlich verdeckten Verbindungs- und Verschraubungsmöglichkeiten sind nun auch kein Engpaß mehr hinsichtlich des Brandschutzes. Der Knoten erfüllt leicht F90 und die Holzstäbe unter Berücksichtigung des Abbrandes F30.

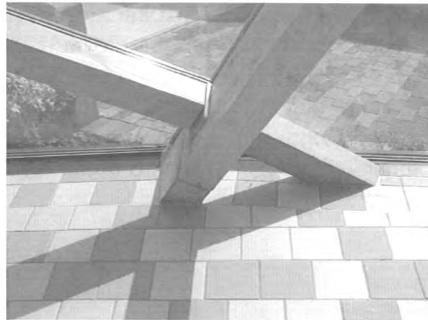
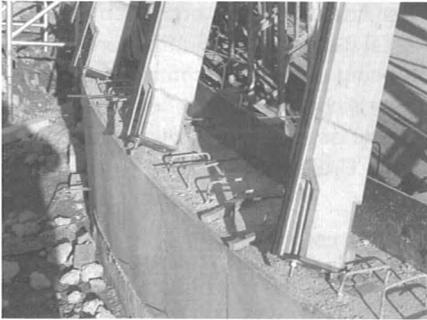


Räumliche Knotenstabtragwerke, für die die Knoten zunächst gedacht waren, können nach ihrer Geometrie in ebene, gekrümmte und doppelt gekrümmte Flächen eingeteilt werden. Beispiele sind der Fachwerkkrost (ebene), der Zylinder (gekrümmt) oder die Kuppel (doppelt gekrümmt). Die einfachste Anwendung des Fertigteilknotens ergibt sich aus dem Anschluß von Stütze an Balken. In diesem Knoten, dem sogenannten Zylinderknoten, werden in einer oder auch in zwei Ebenen Verschraubungen aus dem Holzbalken in den Betonknoten eingebracht.

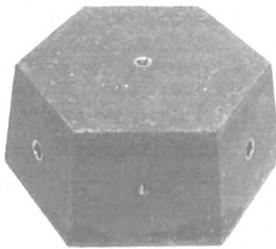


Das erste größere Projekt bei dem wir INDUO-Verbundanker in Verbindung mit Betonknoten verwandt haben, war das Hallenfreizeitbad Bornheim. Alle Verbindungen zwischen Mantel- und Bogenrippen wurden mit verdeckten Stabinnenverschraubungen durchgeführt. Bei den meisten Knoten wurden allerdings Hülsen durch die Mantelrippen

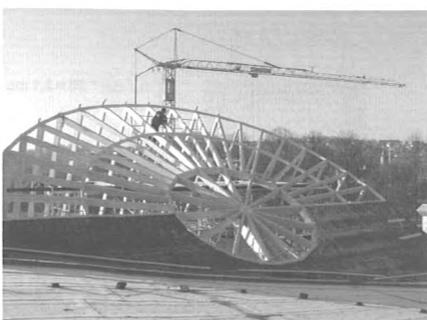
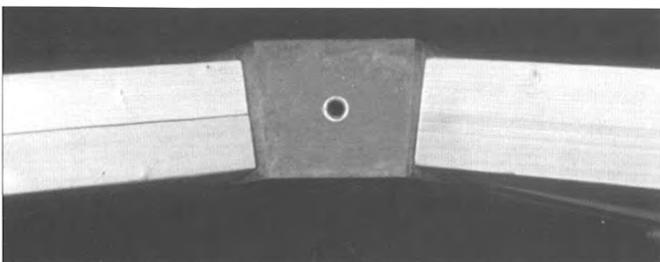
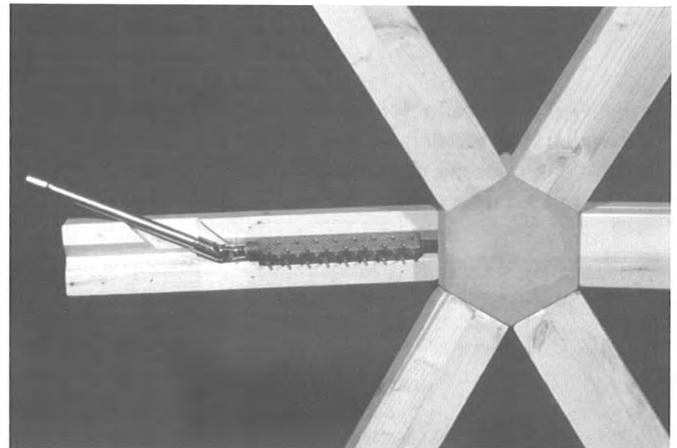




durchgesteckt, in die die beiden Bogenrippenseiten eingeschraubt wurden. Nur an den Fußpunkten, wo die Rippenschale in einen Ringanker münden musste, wurden zur Verlängerung der Mantelrippen Zylinderknoten angeschraubt. Sie konnten in den Ringanker einbetoniert werden.

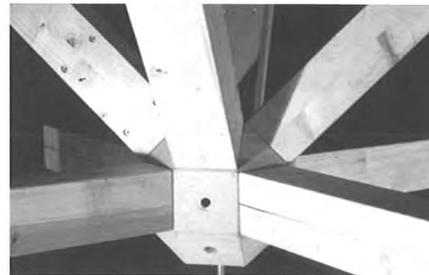
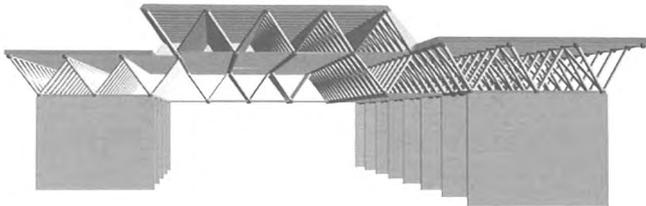


Scheibenknoten können beim einlagigen ebenen Trägerrost oder bei der gekrümmten Rippenschale eingesetzt werden. Beim Hallenfreizeitbad in Bornheim wurde der Mittelpunkt des Deckels mit einem Scheibenknoten ausgestattet. In ihm laufen 14 Speichen wie bei einem Speichenrad zusammen und werden dort mit der INDUO-Innenverschraubung angeschlossen.



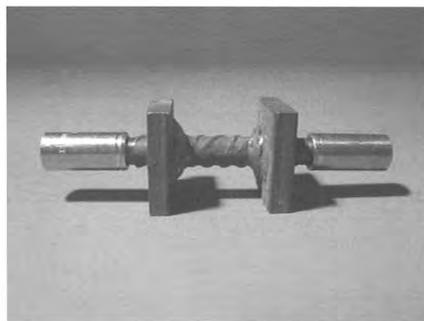
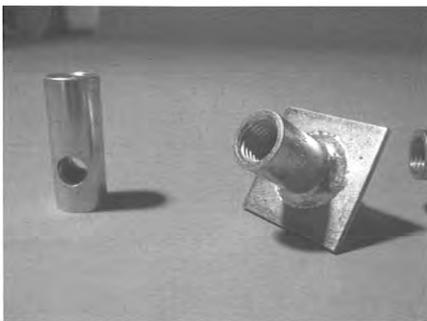
Polyederknoten schließlich kommen bei Raumfachwerken zum Einsatz. Zur Zeit bauen wir gerade für das Nachbarinstitut IBAC (Institut für Bauforschung Aachen) eine 1000 m² große Werkhofüberdachung. Es handelt sich um ein Sponsoren- und Studentenprojekt, d.h. dass Forschungskontakte des IBAC und unseres Lehrstuhls Sachleistungen einbringen und bis zu 40 Studenten aus der Architektur-

fakultät einen Großteil der Arbeitsleistung erbringen. IBAC ist für die stützenden Massivbauteile, die Fundamente, die Wände und Stützen zuständig und wir errichten mit Studenten das Dach und sein räumliches Holztragwerk. Bei den verwendeten Knoten handelt es sich um Polyederknoten mit 18 quadratischen und 8 Dreiecksflächen.

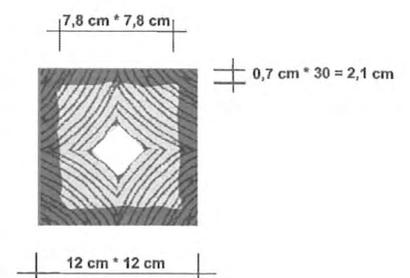
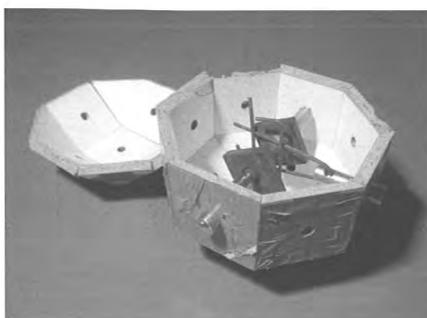


Je nach Art und Größe der anzuschließenden Kräfte in den Fachwerkstäben werden Hülsen nur zur Lagesicherung bei Druckstäben oder mit durchgeschleiften Bewehrung bei kleinen Zugkräften oder Hülsen mit Platten oder auch kurzge-

schlossene Hülsenpaare bei sehr großen Zugkräften verwendet. Der ganze Knoten wird durch eine korbartige Bewehrung im Inneren gesichert.



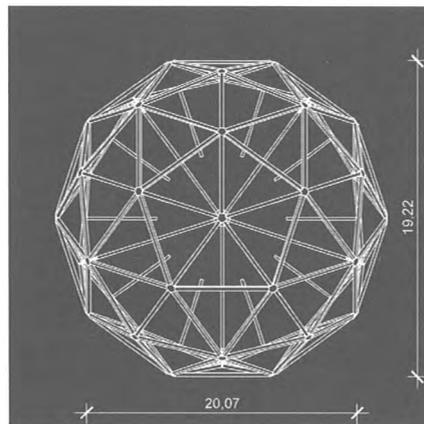
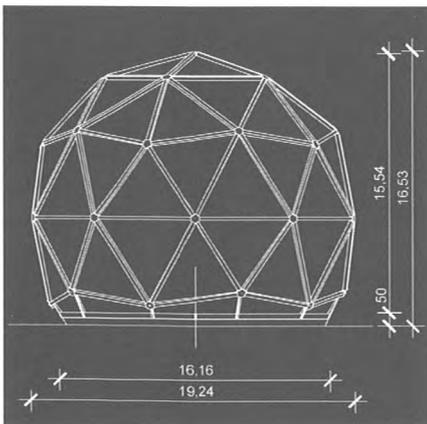
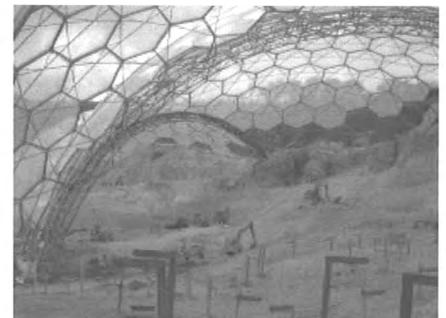
Bei diesem Projekt war der Brandschutznachweis (F30) leicht zu erbringen, wenn statt des 10x10cm-Querschnitts im kalten Zustand ein 12x12cm-Querschnitt für den Brandfall gewählt wurde. Der Knoten erfüllt diese Bedingung sowieso.



An diesem IBAC-Projekt konnten wir selber erste, für uns sehr wichtige Erfahrungen hinsichtlich der Produktion der Teile, Montage und Wirtschaftlichkeit dieser Konstruktion sammeln.



In der Planungsphase befinden sich Halb- und Dreiviertelkugeln als Großräume. Sie erhalten eine geodätische Tragstruktur im Inneren die wieder aus INDUO-Stäben und diesmal Scheiben-Knoten aufgebaut wird. Solche Strukturen wie etwa das Eden Projekt lassen sich in Zukunft sehr gut aus Holzkonstruktionen mit Betonknoten erstellen.



Dr.-Ing. Volker Krämer

Dr.-Ing. Volker Krämer
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und
Baukonstruktionen
Universität Karlsruhe
Kaiserstraße 12
76133 Karlsruhe



1963	Geboren in Tett nang
1978 - 1985	Zimmererlehre mit anschließender Gesellenzeit
1987	Abschluss zum Zimmermeister
1989	Abitur
1989 - 1996	Studium Bauingenieurwesen in Karlsruhe
ab 1996	wissenschaftlicher Angestellter, Ingenieurholzbau Universität Karlsruhe
2003	Promotion zum Dr.-Ing.

Brettstapelelemente - Vorschläge für die Bemessung bei Querlast

1 Einleitung

Brettstapelelemente sind flächige Bauteile, die aus einzelnen, hochkant nebeneinander stehenden Brettlamellen bestehen. Diese Brettlamellen sind entweder durch Nägel oder durch Laubholzdübel nachgiebig miteinander verbunden.

Brettstapelelemente finden als tragende Decken-, Wand- und Dachelemente Verwendung. Im folgenden werden nur solche Brettstapelelemente betrachtet, die rechtwinklig zu ihrer Ebene belastet werden und deren Lamellen vernagelt sind. Plattenförmige Bauteile werden i.d.R. durch Flächenlasten beansprucht. Zusätzlich zu den Flächenlasten können Bauteile noch durch Einzellasten, z.B. Stützen beansprucht werden. Nach DIN V ENV 1991-1 (Eurocode 1) [1] wird für die Bemessung von Bauteilen eine Einzelverkehrslast mit einer räumlichen Ausdehnung von 5/5 cm angesetzt werden. Somit sind in Zukunft tragende Bauteile für Flächen- und Einzellasten zu bemessen.

Ziel umfangreicher Forschungsarbeiten [2] war es, Bemessungsgleichungen für nachgiebig miteinander verbundene Brettstapelelemente zu entwickeln. In **Bild 1** ist die Verformungsfigur eines Brettstapelelementes unter einer zentrischen Einzellast dargestellt. Die Verformung der einzelnen Lamellen und somit des Brettstapelelementes hängt von der Biegesteifigkeit der Lamellen, der Art der Verbindungsmittel und dem Verbindungsmittelabstand ab. Im Rahmen der Forschungsarbeiten wurden Bemessungsgleichungen für die Biegebeanspruchung der Lamellen, der Nagelbeanspruchung und der Verformung der Brettstapelelemente entwickelt.

2 Brettstapelelemente

Grundgedanke für die Herstellung von Brettstapelelementen ist die sinnvolle Verwertung von Seitenbrettern, die in großen Mengen beim Einschnitt von Bauholz anfallen (vgl.

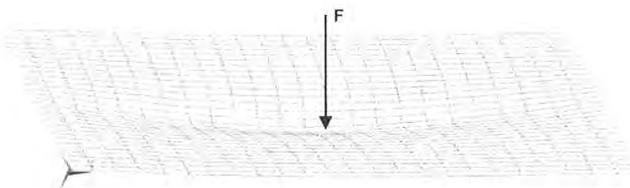


Bild 1: Verformungsfigur eines Brettstapelelementes unter zentrischer Einzellast

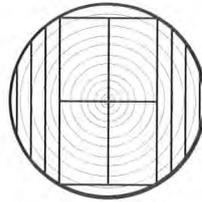


Bild 2: Stammquerschnitt mit Viertelhölzern und Seitenbrettern

Bild 2). Durch die Verwendung vieler Seitenbretter in einem Brettstapelelement stellt sich ein Vergütungseffekt innerhalb des Brettstapelelementes ein. Versagt eine Lamelle, übernehmen die benachbarten Lamellen deren Last, so dass die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Brettstapelelementes noch gegeben ist. Brettstapelelemente werden in der Regel aus Lamellen der Sortierklasse S10 nach DIN 4074 [3] hergestellt, wobei auch Lamellen anderer Sortierklassen Verwendung finden können. Die Holzfeuchte der Lamellen sollte bei der Herstellung der Elemente der zu erwartenden Ausgleichsfeuchte im Gebäude entsprechen, oder leicht darüber liegen.

Um ein möglichst geringen Verschnitt der Lamellen bei der Herstellung von Brettstapelelementen zu erreichen, können die Lamellen in einem Brettstapelelement gestoßen werden. Werden die Lamellen innerhalb eines Brettstapelelementes gestoßen, können beliebig breite und lange Elemente hergestellt werden.

3 Simulation der Brettstapelelemente

Die Berechnung der Beanspruchungen der Lamellen und der Verbindungsmittel und der Verformungen eines Brettstapelelementes ist in vielen Fällen analytisch nicht möglich. Um realitätsnahe Bemessungsgleichungen bestimmen zu können, wurden sehr viele Brettstapelelemente im Computer simuliert. Bauteile zu simulieren bedeutet, sie virtuell im Computer nachzubilden. Hierzu muss ein geeignetes mechanisches Modell entwickelt werden. Den einzelnen Teilen des mechanischen Modells können dann die geometrischen Werte und die Materialeigenschaften der zugehörigen Einzelbauteile zugeordnet werden. Die Geometrie der Bauteile, die Materialeigenschaften und die Belastung können in realistischen Bereichen gestreut werden. Aus den Ergebnissen solcher Simulationen können realitätsnahe Bemessungsgleichungen abgeleitet werden.

3.1 Mechanisches Modell der Brettstapelelemente

Für die Simulationen der Brettstapelelemente wurde ein Trägerrost als mechanisches Modell gewählt. In **Bild 3** ist ein Ausschnitt eines Trägerrostes dargestellt. Die Träger in

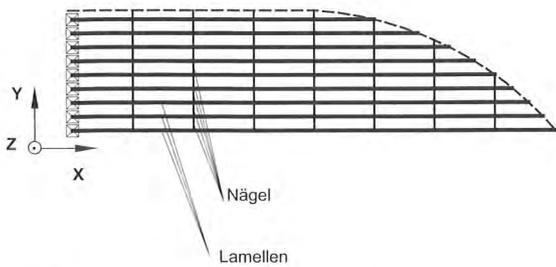


Bild 3: Trägerrostmodell des Brettstapelelementes, Draufsicht

Längsrichtung stellen die Lamellen dar, die Träger in Querrichtung stellen die Verbindungsmittel (Nägel) dar.

3.2 Simulation der Lamellen

Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der Lamellen wurden auf der Grundlage der Arbeiten von Görlacher [4] und Colling [5] simuliert. Hierbei wird eine Lamelle mit einer Länge von 4,50 m in 15 cm lange Segmente unterteilt. Jedem dieser Segmente werden über Regressionsgleichungen Werte für z.B. den Elastizitätsmodul und die Ästigkeit (KAR) [6] zugewiesen. Bei der Simulation der Lamellen wurde die Autokorrelation der Materialeigenschaften innerhalb der Lamellen und der Lamellen untereinander berücksichtigt.

3.3 Simulation der Nägel

Die Simulation der Nägel fußt auf der Annahme einer zweischnittigen Holz- Holz- Nagelverbindung und der Einhaltung der Mindestanschlagstiefen nach DIN 1052-2. Hierdurch sind die Nageldurchmesser direkt von den Lamellendicken abhängig. Die Dimensionen der Nägel wurden DIN 1151 [7] und DIN 1143-1 [8] entnommen.

Weiterhin wurde angenommen, dass die Nägel nach dem sogenannten Zick- Zack- Muster eingetrieben werden. Bei diesem Nagelmuster wird jede Scherfuge durch zwei Nägel verbunden (in dem Schnitt rechtwinklig zur Lamellenrichtung). Das sich somit ergebende Nagelbild ist in **Bild 4** dargestellt.

Die Parameter zur Beschreibung des nicht linearen Trag- und Verformungsverhaltens von genagelten Holz-Holzverbindungen und deren statistische Verteilungen wurden

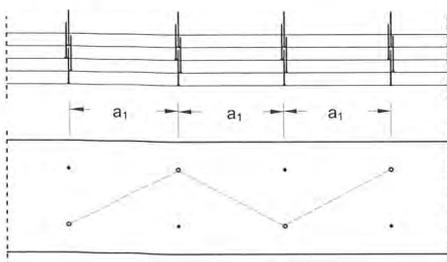


Bild 4: Nagelbild im Brettstapel (Zick-Zack-Muster)

durch Versuche ermittelt. Mit den Ergebnissen konnten bei den Simulationen die Streuungen des Trag- und Verformungsverhaltens sowohl innerhalb einer Last-Verschiebungskurve als auch der Last- Verschiebungskurven untereinander berücksichtigt werden.

Der Nagelabstand a_1 wurde in den Bereichen 75 mm, 150 mm und 225 mm variiert.

3.4 Simulationsparameter

Grundsätzlich wurden die Simulationen der Brettstapelsysteme bezüglich der Belastung in zwei Bereiche unterteilt:

- Belastung durch zentrische Einzellast
- Belastung durch eine gleichförmige Flächenlast

Weiterhin wurden Brettstapelelemente mit gestoßenen Lamellen unter den beiden o.g. Belastungsformen simuliert. Für die Simulationen wurden folgende Stoßvarianten der Lamellen innerhalb eines Brettstapelelementes gewählt:

- wechselseitig gestoßene Lamellen
- wandernd gestoßene Lamellen
- zufällig gestoßene Lamellen.

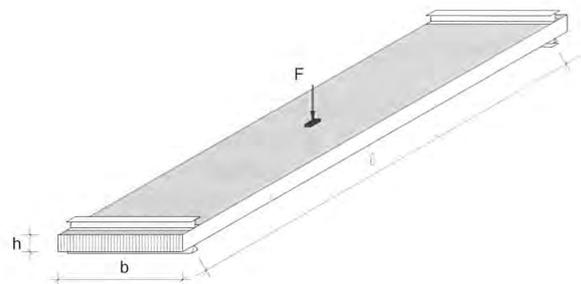


Bild 5: Dimensionen der simulierten Brettstapelelemente unter zentrischer Einzellast

Die Simulationsparameter der Brettstapelelemente (Lamellendicke, Stützweite/Höhe der Elemente, Nageldurchmesser und Nagelabstände) wurden in praxisnahen Bereichen variiert [10], [11], [12].

Um eine flächige Ausbreitung (5/5 cm) der Einzellast zu simulieren, wurde die Einzellast auf zwei Lamellen verteilt. Die Stoßvarianten sind in **Bild 6** dargestellt.

Bei allen Brettstapelelementen mit gestoßenen Lamellen wurden neben den Übergreifungslängen der Lamellen (Stoßlage) auch die o.g. Parameter variiert.

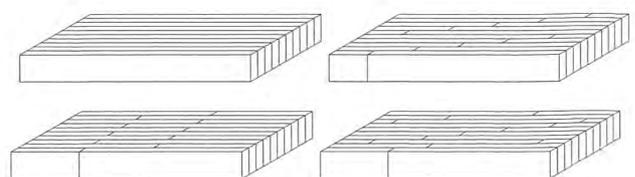


Bild 6: Stoßvarianten der Brettstapelelemente

4 Ergebnisse der Simulationen

Alle Simulationen wurden nach den elastischen Verformungen, der Biegebeanspruchung der Lamellen und den Nagelbeanspruchungen ausgewertet. Für jedes Brettstapelelement lagen jeweils 500 Ergebnisse der o.g. Werte vor. Aus diesen 500 Ergebnissen wurden die Mittelwerte der Verformungen und die 98%-Fraktile der Biegebeanspruchungen der Lamellen und der Nagelbeanspruchungen berechnet. Für Brettstapelelemente mit ungestoßenen Lamellen unter zentrischer Einzellast konnten z.B. 36 unterschiedliche Mittelwerte der elastischen Verformungen berechnet werden, da hierfür 36 Brettstapelsysteme mit unterschiedlichen Simulationsparametern simuliert wurden. Hieraus wurden die signifikanten Einflussparameter für die Berechnung der Verformungen der jeweiligen Brettstapelelemente bestimmt. Mit diesen Einflussparametern wurden mit Hilfe multipler, nichtlinearer Regressionen Bemessungsgleichungen zur Berechnung der wirksamen Anzahl von Lamellen der Brettstapelelemente hergeleitet. Analog wurde unter Verwendung der jeweiligen Mittelwerte oder der 98%-Fraktile bei der Herleitung aller Bemessungsgleichungen für die Brettstapelelemente vorgegangen.

Bei Verformungsberechnungen von Brettstapelelementen kann ein mittlerer Elastizitätsmodul von $E = 12600 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden.

4.1 Brettstapelsysteme unter zentrischer Einzellast

Im Folgenden werden Näherungsgleichungen für Brettstapelelemente unter Querlast angegeben.

Die Gleichungen für Brettstapelelemente unter zentrischen Einzellasten wurden auf der Grundlage einer wirksamen Lamellenanzahl (n_{ef}) abgeleitet. Die wirksame Lamellenanzahl innerhalb eines Brettstapelelementes wurde z.B. über die Biegespannung berechnet. Wird ein Brettstapelelement durch eine zentrische Einzellast belastet, stellt sich die in

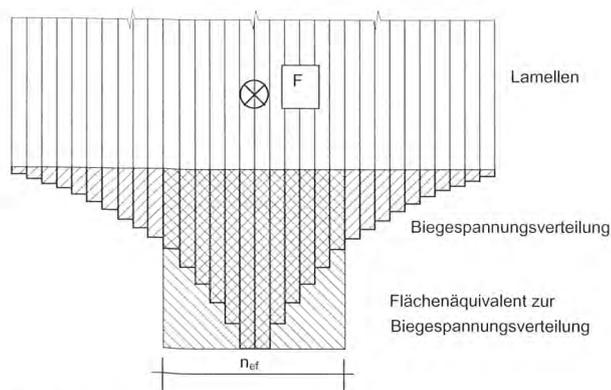


Bild 7: Biegespannungsverteilung infolge einer Einzellast, Draufsicht

Bild 7 qualitativ dargestellte Biegespannungsverteilung ein. Diese Fläche der Biegespannungsverteilung wurde durch eine rechteckige Fläche mit der gleichen maximalen Biegespannung gleichgesetzt. Über die Breite der rechteckigen Fläche konnte für jede Simulation eine wirksame Lamellenanzahl n_{ef} rückgerechnet werden.

Die folgenden Gleichungen gelten unter der Voraussetzung, dass sich jeweils mindestens 10 Lamellen rechts und links der Einzellast befinden.

4.1.1. Biegerandspannung

Die Biegerandspannungen von Lamellen eines Brettstapelelementes unter einer zentrischen Einzellast wird mit Hilfe von Gleichung (1) berechnet.

$$\sigma_B = \frac{M}{W^*} = \frac{M}{n_{ef} \cdot t \cdot h^2} \left[\text{N/mm}^2 \right] \quad (1)$$

Das Biegemoment berechnet sich nach der technischen Biegelehre mit Gleichung (2).

$$M = \frac{F \cdot \ell}{4} \quad [\text{N mm}] \quad (2)$$

Hierin bedeuten:

F zentrische Einzellast [N]

ℓ Stützweite des Brettstapelelementes [mm]

Die Gleichungen zur Berechnung der wirksamen Anzahl der Lamellen n_{ef} sind in **Tabelle 1** dargestellt.

Tabelle 1: Wirksame Anzahl der Lamellen n_{ef} für Brettstapelelemente unter zentrischer Einzellast (Biegerandspannung)

Stoßvariante	Zentrische Einzellast
Ungestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{1,3 \cdot \ell}{h \cdot a_1^{0,3}}$
Wechselseitig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{2,5 \cdot \ell}{h^{1,15} \cdot a_1^{0,3}}$
Wandernd gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{2 \cdot \ell}{h^{1,15} \cdot a_1^{0,3}}$
Zufällig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{2 \cdot \ell}{h^{1,15} \cdot a_1^{0,3}}$

Hierin bedeuten:

h Höhe der Lamelle [mm]

ℓ Stützweite des Brettstapelelementes [mm]

a_1 Nagelabstand [mm]

4.1.2. Elastische Verformung

Für Brettstapelelemente unter zentrischer Einzellast berech-

net sich die elastische Verformung mit Gleichung (3)

$$v = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot \hat{I}} = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot n_{ef} \cdot t \cdot h^3} \quad (3)$$

Hierin bedeuten:

- F zentrische Einzellast [N]
- ℓ Stützweite des Brettstapelelementes [mm]
- E mittlerer Elastizitätsmodul der Lamellen [N/mm²]
- \hat{I} wirksames Flächenmoment 2. Grades [mm⁴]
- n_{ef} Anzahl mitwirkender Lamellen [l]
- t/h Breite / Höhe der Lamellen [mm]

Die Gleichungen zur Berechnung der wirksamen Anzahl der Lamellen n_{ef} sind in **Tabelle 2** dargestellt.

Tabelle 2: Wirksame Anzahl der Lamellen n_{ef} für Brettstapelelemente unter zentrischer Einzellast (Verformung)

Stoßvariante	Zentrische Einzellast
Ungestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{13,3 \cdot \ell^{0,86}}{h \cdot a_1^{0,4}}$
Wechselseitig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{2,9 \cdot \ell}{h \cdot a_1^{0,4}}$
Wandernd gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{2,9 \cdot \ell}{h \cdot a_1^{0,4}}$
Zufällig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{2,9 \cdot \ell}{h \cdot a_1^{0,4}}$

Die Bezeichnungen können Tabelle 1 entnommen werden.

4.1.3. Nagelbeanspruchung

Die maximale Beanspruchung eines Nagels auf Abscheren infolge einer zentrischen Einzellast auf ein Brettstapelelement berechnet sich über die in **Tabelle 3** dargestellten Näherungsgleichungen.

Hierin bedeuten:

- F zentrische Einzellast [kN]
- t, h Breite und Höhe der Lamelle [mm]
- ℓ Stützweite des Brettstapelelementes [mm]
- a_1 Nagelabstand [mm]

4.2 Brettstapelelemente unter gleichförmiger Flächenlast

Den Gleichungen zur Berechnung der Biegerandspannungen und der Verformungen liegen Brettstapelelemente mit einer Einheitsbreite von 1,0 m zugrunde. Werden Brettstapelelemente mit anderen Breiten (Beanspruchung) berechnet, müssen die wirksamen Widerstandsmomente \hat{W} und die wirksamen Flächenmomente 2. Grades \hat{I} mit dem

Tabelle 3: Näherungsgleichungen zur Berechnung der Beanspruchung eines Nagels auf Abscheren infolge einer zentrischen Einzellast

Stoßvariante	Zentrische Einzellast
Ungestoßene Lamellen	$F_{Na} = F \cdot \frac{\left(\frac{\ell}{h}\right)^{2/3} \cdot a_1^{0,8}}{8,3}$
Wechselseitig gestoßene Lamellen	$F_{Na} = F \cdot \frac{\left(\frac{\ell}{h}\right)^{2/3} \cdot a_1^{0,8}}{8,3}$
Wandernd gestoßene Lamellen	$F_{Na} = F \cdot \frac{\left(\frac{\ell}{h}\right)^{2/3} \cdot a_1^{0,8}}{5,3}$
Zufällig gestoßene Lamellen	$F_{Na} = F \cdot 2,3 \cdot \left(\frac{\ell}{h}\right)^{2/3} \cdot a_1^{1/3}$

Faktor $\frac{b_{vorhanden} [m]}{1,0 \text{ m}}$ multipliziert werden.

Bei Brettstapelelementen mit wechselseitig gestoßenen Lamellen bezeichnet die Größe ℓ die Lage der Lamellenstöße vom Auflager aus. Die im Folgenden angegebenen Gleichungen zur Berechnung der wirksamen Querschnittswerte von Brettstapelelementen mit wechselseitig gestoßenen Lamellen gelten unter der Voraussetzung, dass die Stöße in dem Bereich von $1/3$ bis $1/5$ und symmetrisch zur Mittelachse quer zur Spannrichtung des Brettstapelelementes angeordnet sind.

Die Beanspruchungen der Nägel von Brettstapelelementen mit wandernd gestoßenen Lamellen hängen von der Übergreifungslänge ℓ_u der Lamellen ab. Die folgenden Näherungsgleichungen gelten unter der Voraussetzung, dass die Übergreifungslängen im Bereich von $1/4$ bis $1/6$ liegen.

4.2.1. Biegerandspannung

Für die Berechnung der Biegerandspannungen kann ein Brettstapelelement mit einer Einheitsbreite von $b_E = 1,0 \text{ m}$ herangezogen werden. Die Biegerandspannung wird nach Gleichung (4) berechnet:

$$\sigma_B = \frac{M}{\hat{W}} = \frac{M}{n_{ef} \cdot 1000 \cdot h^2} \left[\text{N/mm}^2 \right] \quad (4)$$

Das Biegemoment M kann nach der technischen Biegelehre bestimmt werden.

Die Gleichungen zur Bestimmung der Faktoren n_{ef} zur Berechnung der wirksamen Breite von Brettstapelelementen

Tabelle 4: Faktoren n_{ef} zur Berechnung der wirksamen Breite für Brettstapelelemente unter gleichförmiger Flächenlast (Biege- und Torsionsspannung)

Stoßvariante	Gleichförmige Flächenlast
Ungestoßene Lamellen	$n_{ef} = 1$
Wechselseitig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{0,2}{\sqrt{\frac{\ell'}{\ell}}}$
Wandernd gestoßene Lamellen	$n_{ef} = 0,29 \cdot \left(\frac{\ell}{h}\right)^{0,15}$
Zufällig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{0,29 \cdot \left(\frac{\ell}{h}\right)^{1/4}}{a_1^{1/9}}$

unter gleichförmiger Flächenlast (Biege- und Torsionsspannung) sind in **Tabelle 4** dargestellt.

Hierin bedeuten:

- h Höhe der Lamelle [mm]
- b Breite des Brettstapelelementes [mm]
- ℓ Stützweite des Brettstapelelementes [mm]
- ℓ' Stoßlage ab Auflager [mm]
- a_1 Nagelabstand [mm]

4.2.2. Elastische Verformung

Die Berechnung der elastischen Verformung der Brettstapelelemente erfolgt mit Gleichung (5):

$$v = \frac{5 \cdot q \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot q \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot n_{ef} \cdot 1000 \cdot h^3} \quad (5)$$

Die Gleichungen zur Bestimmung der Faktoren n_{ef} zur Berechnung der wirksamen Breite von Brettstapelelementen unter gleichförmiger Flächenlast (Verformung) sind in **Tabelle 5** dargestellt. (Die Bezeichnungen können Tabelle 1 entnommen werden.)

4.2.3. Nagelbeanspruchung

Die maximale Beanspruchung eines Nagels auf Abscheren infolge einer gleichförmigen Flächenlast auf ein Brettstapelelement berechnet sich über die in **Tabelle 6** dargestellten Näherungsgleichungen.

Hierin bedeuten:

- q gleichförmige Streckenlast, bezogen auf 1,0 m [kN/m]
- h Höhe der Lamelle [mm]
- ℓ Stützweite des Brettstapelelementes [mm]
- ℓ' Stoßlage ab Auflager [mm]
- ℓ_u Übergreifungslänge der Lamellen [mm]

Tabelle 5: Faktoren n_{ef} zur Berechnung der wirksamen Breite für Brettstapelelemente unter gleichförmiger Flächenlast (Verformung)

Stoßvariante	Gleichförmige Flächenlast
Ungestoßene Lamellen	$n_{ef} = 1$
Wechselseitig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{0,35 \cdot \left(\frac{\ell}{h}\right)^{1/4}}{\left(\frac{\ell'}{\ell}\right)^{1/3} \cdot a_1^{1/8}}$
Wandernd gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{0,29 \cdot \sqrt{\frac{\ell}{h}}}{a_1^{1/6}}$
Zufällig gestoßene Lamellen	$n_{ef} = \frac{\left(\frac{\ell}{h}\right)^{0,9}}{12 \cdot a_1^{1/5}}$

- a_1 Nagelabstand [mm]
- d_N Nageldurchmesser [mm]

5 Versuche

Um die Simulationsergebnisse und die daraus abgeleiteten Bemessungsgleichungen zu bestätigen, wurden aus 934 Lamellen 43 Prüfkörper hergestellt und geprüft.

An dieser Stelle sei ausdrücklich der Firma Kaufmann Massivholz GmbH in Oberstadion für die uneigennützig

Tabelle 6: Näherungsgleichungen zur Berechnung der Beanspruchung eines Nagels auf Abscheren infolge einer gleichförmigen Flächenlast

Stoßvariante	Gleichförmige Flächenlast
Ungestoßene Lamellen	-
Wechselseitig gestoßene Lamellen	$F_{Na} = q \cdot \frac{\sqrt{\frac{\ell'}{\ell}} \cdot a_1^{1/3} \cdot \frac{\ell}{h} \cdot d_N^{1,2}}{4,8}$
Wandernd gestoßene Lamellen	$F_{Na} = q \cdot \frac{a_1^{2/3} \cdot d_N^{4/3} \cdot \left(\frac{\ell}{h}\right)^{2/5}}{17 \cdot \left(\frac{\ell_u}{\ell}\right)^{2/5}}$
Zufällig gestoßene Lamellen	$F_{Na} = q \cdot \frac{\sqrt{\frac{\ell}{h}} \cdot a_1^{2/3} \cdot d_N^{1,5}}{9}$

Bereitstellung von Arbeitszeit, Arbeitsplatz und Arbeitsgerät und den Transport der Prüfkörper von Oberstadion nach Karlsruhe gedankt.

Die Prüfkörper unterschieden sich grundsätzlich durch die Art der Belastung (zentrische Einzellast und gleichförmige Flächenlast). Weiterhin wurden die Stoßvarianten, die NageLANordnung und die l/h -Verhältnisse der Brettstapelelemente variiert. Um die Simulationsergebnisse direkt vergleichen zu können, wurden die Prüfkörper im Computer nachgebildet und die Belastung simuliert. Um den Einfluss der Reibung zwischen den Lamellen möglichst gering zu halten, wurden in jede Scherfuge zwei 0,15 mm dicke PE- Folien eingelegt. Die verwendeten Lamellen entsprachen nach visueller Sortierung mindestens der Sortierklasse S 10 nach DIN 4074.

5.1 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Simulationen – Einzellasten

Während der Versuchsdurchführung wurden an verschiedenen Punkten der Brettstapelelemente die vertikalen Verschiebungen gemessen. Der Vergleich der gemessenen Verschiebungen mit den Verschiebungen des Brettstapelelementes aus den Simulationen ist ein Maß für die Wirklichkeitsnähe der Simulationen.

In **Bild 8** sind die Verformungen in Elementmitte von Versuch, Simulation und Bemessungsgleichung eines Brettstapelelementes mit ungestoßenen Lamellen bei einer Laststufe von 5,0 kN gegenüber gestellt.

5.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Simulationen – Flächenlasten

Die Prüfkörper mit gleichförmiger Flächenlast bestanden aus jeweils 12 Lamellensträngen. Um bei den Versuchen eine möglichst realistische Flächenlast zu simulieren, wurde die Prüfkraft mittels vier gleichgeschalteten Einzelprüfzylindern über vier Längstraversen in 8 U- Profile eingeleitet. Somit wurden in den $l/9$ - Punkten des Prüfkörpers

Bild 8: Verformungen Versuch / Simulation / Gleichung; ungestoßene Lamellen

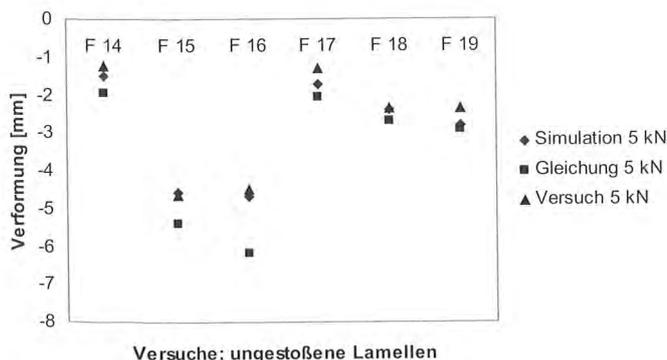
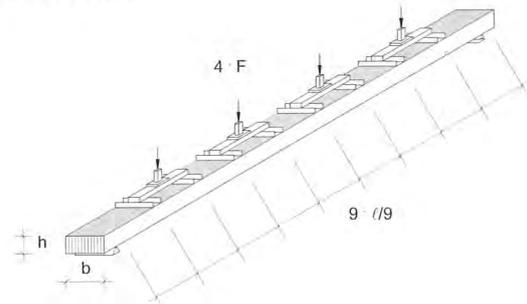


Bild 9: Versuchsaufbau für Prüfkörper unter gleichförmiger Flächenlast



jeweils eine Linienlast quer zur Prüfkörperhaupttrichtung aufgebracht. In **Bild 9** ist der Aufbau der Versuche mit Prüfkörpern unter gleichförmiger Flächenlast dargestellt.

In **Bild 10** sind die maximalen, vertikalen Verformungen der Prüfkörper, die Verformungen aus den zugehörigen Simulationen und die mit den Bemessungsgleichungen berechneten Verformungen bei einer Laststufe von 2,0 kN pro Lastkolben abgetragen. Die Streckenlast q zur Berechnung der Verformungen kann mit Gleichung 6 berechnet werden.

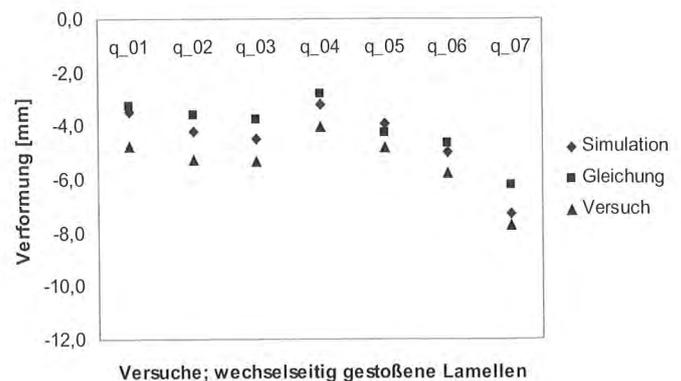
$$q = \frac{4 \cdot 2000 \text{ N}}{l} \text{ [N/mm]} \quad (6)$$

6 Beispiel

In diesem Bemessungsbeispiel soll die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit einer Decke eines Wohnhauses mit den zuvor vorgestellten Gleichungen nachgewiesen werden.

Die Stützweite der Decke beträgt 4,60 m. Für die Lamellen der Brettstapeldecke und die Verbindungsmittel werden folgende Annahmen getroffen:

Bild 10: Verformungen Versuch / Simulation / Gleichung; wechselseitig gestoßene Lamellen



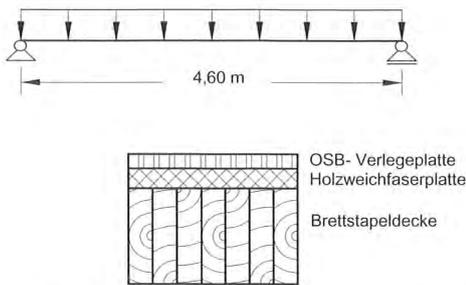


Bild 11: Statisches System und Deckenaufbau

t / h_{Lamelle}	30 / 140 mm; Sortierklasse S10, ungestoßen
Nägel	3,4 × 90 mm
$a_{1,\text{Nagel}}$	150 mm

Die Decke hat folgenden, vereinfachten Aufbau:

OSB- Verlegeplatte	18 mm	0,135 kN/m ²
Holzweichfaserplatte	25 mm	0,100 kN/m ²
Brettstapeldecke	140 mm	0,840 kN/m ²
		$g_k = 1,075 \text{ kN/m}^2$

6.1 Nachweis der Biegefestigkeit

Verkehrslast auf Decken mit ausreichender Querverteilung der Lasten:

$$p_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert der Einwirkung (1,0 m Breite)

$$q_d = 1,35 \cdot 1,075 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 1,5 \text{ kN/m} = 3,70 \text{ kN/m}$$

$$M_d^q = \frac{3,70 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot (4600 \text{ mm})^2}{8} = 9,79 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{m,d}^q = \frac{9,79 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot (140 \text{ mm})^2} = 3,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Einzelverkehrslast, ungünstig wirkend:

$$F_d = 1,5 \cdot 2,0 \text{ kN} = 3,0 \text{ kN}$$

$$M_d^F = \frac{3000 \text{ N} \cdot 4600 \text{ mm}}{4} = 3,45 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Berechnung der wirksamen Anzahl von Lamellen n_{ef}

$$n_{\text{ef}} = \frac{1,3 \cdot \ell}{h \cdot a_1^{0,3}} = \frac{1,3 \cdot 4600 \text{ mm}}{140 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm})^{0,3}} = 9,50 \quad (\text{vgl. Tabelle 1})$$

Biegespannung infolge Einzellast

$$\sigma_{m,d}^F = \frac{3,45 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{30 \text{ mm} \cdot (140 \text{ mm})^2 \cdot 9,50} = 3,71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Summe der Biegespannungen ($q + F$)

$$\sigma_{m,d} = 3,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 3,71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 6,71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bemessungswert der Biegefestigkeit:

Nutzungsklasse 1, Lasteinwirkungsdauer – mittel

$$f_{m,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot f_{m,k} = \frac{0,8}{1,3} \cdot 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 14,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nachweis

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{6,71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{14,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,45 \leq 1$$

6.2 Nachweis der Gebrauchtauglichkeit

$$u_{\text{inst}} = \frac{5 \cdot q \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot \hat{I}}$$

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}); \text{ mit } k_{\text{def}}^{\text{ständig}} = 0,6$$

$$u_{\text{fin}} = \frac{5 \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I} \cdot [g_d \cdot (1 + 0,6) + p_d] + \frac{F_d \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot \hat{I}}$$

Berechnung der wirksamen Anzahl von Lamellen n_{ef}

$$n_{\text{ef}} = \frac{13,3 \cdot \ell^{0,86}}{h \cdot a_1^{0,4}} = \frac{13,3 \cdot (4600 \text{ mm})^{0,86}}{140 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm})^{0,4}} = 18,1 \quad (\text{vgl. Tab. 2})$$

Endverformung infolge Flächenlast

$$u_{\text{fin}}^q = \frac{5 \cdot (4600 \text{ mm})^4}{384 \cdot 12600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left(\frac{1000 \text{ mm} \cdot (140 \text{ mm})^3}{12} \right)} \cdot \left[1,075 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot (1 + 0,6) + 1,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \right] = 6,52 \text{ mm}$$

Endverformung infolge Einzellast

$$u_{\text{fin}}^F = \frac{2000 \text{ N} \cdot (4600 \text{ mm})^3}{48 \cdot 12600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left[\frac{30 \text{ mm} \cdot (140 \text{ mm})^3}{12} \right]} \cdot 18,1 = 2,56 \text{ mm}$$

Summe der Endverformungen

$$u_{\text{fin}} = 6,52 \text{ mm} + 2,56 \text{ mm} = 9,1 \text{ mm}$$

Grenzwert der Verformungen

$$\frac{\ell}{300} = \frac{4600 \text{ mm}}{300} = 5,3 \text{ mm}$$

Nachweis

$$\frac{u_{\text{fin}}}{\frac{\ell}{300}} = \frac{9,1 \text{ mm}}{15,3 \text{ mm}} = 0,59 \leq 1$$

Der Nachweis der Verbindungsmittel wird bei Brettstapelelementen mit ungestoßenen Lamellen i.d.R. nicht maßgebend.

7 Zusammenfassung

Brettstapelelemente bestehen aus hochkant nebeneinander gestellten, fortlaufend miteinander vernagelten Massivholzbrettern. Um nicht an die natürliche Länge der Bretter gebunden zu sein, können die Lamellen im Brettstapelelement gestoßen werden. Hierdurch können beliebig große, flächige Bauteile hergestellt werden. Ziel umfangreicher Forschungsarbeiten war es, Bemessungsgleichungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit von Brettstapelelementen unter Querlast zu bestimmen.

Die Bemessungsgleichungen wurden über die Simulation der Brettstapelelemente empirisch abgeleitet. Wenn die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften und deren natürliche Verteilungen der Einzelbauteile bekannt sind, können die Brettstapelelemente wirklichkeitsnah simuliert werden. Dies bietet den Vorteil, dass eine sehr große Anzahl von Simulationsergebnissen ausgewertet werden kann, wodurch die empirischen Bemessungsgleichungen statistisch fundiert sind. Bei den Simulationen wurden die Geometrie der Brettstapelelemente (b , h , ρ), die Nagelabstände, die Nageldurchmesser, die Stoßanordnungen (ungestoßene, wechselseitig, wandernd, und zufällig gestoßene Lamellen) und die Belastung durch eine zentrische Einzellast und durch eine gleichförmige Flächenlast variiert. Die Einflussparameter, die signifikanten Einfluss auf die jeweils zu berechnende Größe hatten, wurden in die Bemessungsgleichungen aufgenommen. Die Bemessungsgleichungen wurden bestimmt für den Nachweis der Biegespannungen der Lamellen, die Beanspruchung der Verbindungsmittel auf Abscheren und die elastische Verformung des Brettstapelelementes.

Um die Simulationen und die daraus abgeleiteten Bemessungsgleichungen zu bestätigen, wurden 43 Prüfkörper entworfen und geprüft. Beim Entwurf der Prüfkörper wurden die o.g. Einflussparameter mitberücksichtigt. Alle Versuche wurden im Vorfeld simuliert, um die Traglasten und die Verformungen zu bestimmen. Die Versuchsergebnisse, die

Simulationen und die Bemessungsgleichungen zeigten eine sehr gute Übereinstimmung.

8 Literatur

- [1] DIN V ENV 1991-1 (Eurocode 1): Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Ausgabe Dezember 1995
- [2] Krämer, V.: Trag- und Verformungsverhalten genagelter Brettstapelelemente unter Querlast; Dissertation; Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe; 2003
- [3] DIN 4074: Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit; September 1989
- [4] Görlacher, R.: Klassifizierung von Brettschichtholzlamellen durch Messung von Longitudinal-schwingungen; 4. Folge - Heft 21, Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Fridericiana in Karlsruhe; 1990
- [5] Colling, F.: Tragfähigkeit von Biegeträgern aus Brettschichtholz in Abhängigkeit von festigkeitsrelevanten Einflussgrößen; 4. Folge - Heft 22, Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Fridericiana in Karlsruhe; 1990
- [6] United Nations; Economic Commission for Europe 1982: ECE recommended standard for stress grading of coniferous sawn timber. Timber Bull. for Europe, Vol XXXIV, Suppl. 16: 1 - 17, Genf, Schweiz
- [7] DIN 1151: Drahtstifte rund; Ausgabe April 1973
- [8] DIN 1143-1: Maschinenstifte rund, lose, Ausgabe August 1982
- [9] DIN V ENV 1995-1 (Eurocode 5): Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken; Ausgabe 1994-04
- [10] Brettstapelbauweise; Informationsschrift der Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau, Darmstadt
- [11] Brettstapelbauweise; Holzbau Handbuch, Reihe 1, Teil 17, Folge 1, Informationsdienst Holz
- [12] Brettstapelbau-Bausystem, Handbuch, hiwo Holzindustrie Waldburg zu Wolfegg GmbH & Co. KG; November 1997

Akademischer Direktor Dipl.-Ing. Borimir Radovic

Dipl.-Ing. Borimir Radovic
Materialprüfungsanstalt
Otto-Graf-Institut – Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 4
70569 Stuttgart



- | | |
|-----------|---|
| 1939 | Geboren |
| 1962 | Studienabschluss als Dipl.-Ing. für Holzwissenschaft an der Universität Belgrad |
| seit 1966 | Beschäftigt bei der Abteilung Holz, heutiges Referat Holz, Holzbau, Holzwerkstoffe und Holzschutz des Otto-Graf-Institutes, zunächst als wissenschaftlicher Mitarbeiter und ab 1990 als Referatsleiter. |
| Weiteres | Zahlreiche Veröffentlichungen, nationale und internationale Normungstätigkeit, Mitgliedschaft in verschiedenen Sachverständigenausschüssen |

„Moderne Verklebungstechniken im Holzbau“

Was kann man, was darf man? Was ist notwendig? Was ist zu erwarten?

1 Allgemeines

Bei der Herstellung von verklebten Holzbauteilen erfolgt die Verbindung zwischen den einzelnen Hölzern im Verborgehen, so dass diese nach Augenschein nicht ausreichend kontrolliert werden kann, wie dies z. B. bei Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln der Fall ist. Aus diesem Grund müssen bei der Herstellung von verklebten Holzbauteilen alle für eine ordnungsgemäße Verklebung maßgebenden Parameter ständig genau beachtet werden, vor allem:

- Holzfeuchte
- Holzqualität
- Klebefläche
- Klebstoffart
- Klebstoffmenge
- Offene und geschlossene Klebstoffzeit
- Pressdruck
- Pressdauer
- Klima vor, während und nach der Verklebung.

Wenn auch Keilzinkenverbindungen hergestellt werden, wie dies in den meisten Betrieben der Fall ist, ist zusätzlich auf die

- Astfreiheit im Bereich der Zinkung
- Keilzinkengeometrie und
- einen ausreichenden gleichmäßigen Klebstoffauftrag

genau zu achten.

Nichtbeachtung nur eines der aufgeführten Parameter kann schon zu Problemen hinsichtlich der Verklebungsqualität führen. Im Hinblick auf die Optimierung der Verklebungsqualität, sowie die Erhöhung der Wirtschaftlichkeit bei der Herstellung wurden in den letzten Jahren bei den meisten der aufgeführten Parameter gravierende Ergänzungen und Verbesserungsmaßnahmen vorgenommen.

So wurden z. B. in Ergänzung zu den seit Jahrzehnten im Holzleimbau verwendeten Polykondensationsharzen (Harnstoff-, Melamin- und Phenolresorcinharze), Polyadditionsharze (Polyurethan- und Epoxydharze) eingeführt, so dass heute für jede Herstellungstechnologie weitgehendst optimal angepasste Klebstoffe zur Verfügung stehen. Auch eine sichere Metall-Holzverklebung ist dadurch möglich geworden.

Eine der wichtigsten Verbesserungsmaßnahmen war die Optimierung der Keilzinkengeometrie, die in Verbindung mit

entsprechender Holzqualität sehr hohe Biegefestigkeiten im Bereich der Keilzinkung gewährleistet.

Auch die Einführung von selbstbohrenden Schrauben zur Aufbringung des Pressdrucks bei der Verklebung soll in diesem Zusammenhang erwähnt werden, da dadurch auch die Herstellung von Bauteilen mit weitgehendst beliebiger Form möglich wurde.

Die vorgenommenen Ergänzungs- bzw. Verbesserungsmaßnahmen haben eine größere Anzahl von neuen Verklebungstechniken im Holzbau ermöglicht. Im Folgenden wird nur auf

- Herstellung von Keilzinkenverbindungen unter Anwendung eines berührungslosen, optisch überwachten einseitigen Klebstoffauftrags
- Schraubenpressklebung für Vollholz und Holzwerkstoffplatten
- Holz-Metall-Verklebungen
- geklebte Verbundbauteile aus Brettschichtholz

eingegangen.

2 Herstellung von Keilzinkenverbindungen unter Anwendung eines berührungslosen überwachten einseitigen Klebstoffauftrages mit optischer Überwachung

Seit der Einführung der Keilzinkung im Holzbau in den 50iger Jahren war es aus Sicherheitsgründen vorgeschrieben, dass bei der Keilzinkenherstellung der Klebstoff zweiseitig auf die Zinkenflanken und zwar mindestens auf 3/4 der Zinkenlänge aufgetragen werden muß, da der maschinell vorgenommene Klebstoffauftrag nicht ausreichend kontrolliert werden konnte. Dies hat in den meisten Fällen zu einem relativ hohen Klebstoffüberschuss beim Zusammendrücken geführt, was u.a. zu einem erhöhten Klebstoffverbrauch und Verschmutzungen der Keilzinkenanlage geführt hat. Seit rd. einem Jahr darf auf Grund einer Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik bei der Herstellung von Keilzinkenverbindungen ein Klebstoffauftragssystem verwendet werden, bei welchem der Klebstoffauftrag (PU-Klebstoff) einseitig berührungslos und stets kontrolliert vorgenommen wird. Das Arbeitsprinzip des Systems wird nachfolgend beschrieben.

Die gefrästen Bretter werden horizontal und vertikal positioniert. Dann wird der Klebstoff grammgenau dosiert in Raupenform auf die Zinkenspitzen berührungslos aufgetragen, wobei der Klebstoffauftrag von einer Opto-elektronischen Überwachungsanlage kontrolliert wird.

Nur die Hölzer mit einem ordnungsgemäßen Klebstoffauftrag werden weiter transportiert. Durch die optimierte Klebstoffdosierung entstehen keine nennenswerten Klebstoffüberreste nach dem Zusammenpressen der beleimten Keilzinken.

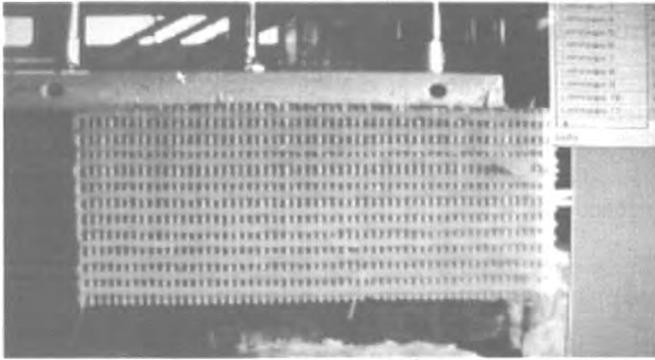


Bild 2.1: Klebstoffauftrag in Raupenform auf den Zinkenspitzen

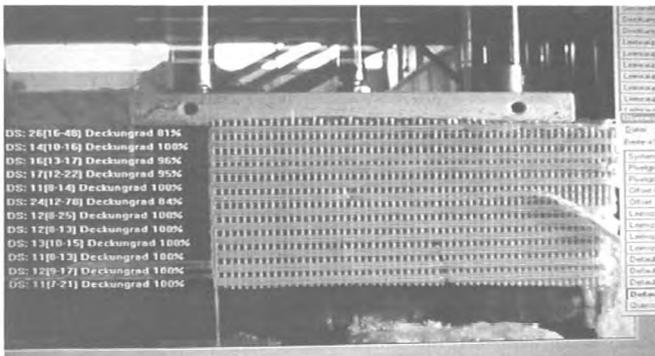


Bild 2.2: Opto-elektronische Überwachung - Auswertung des Klebstoffauftrages

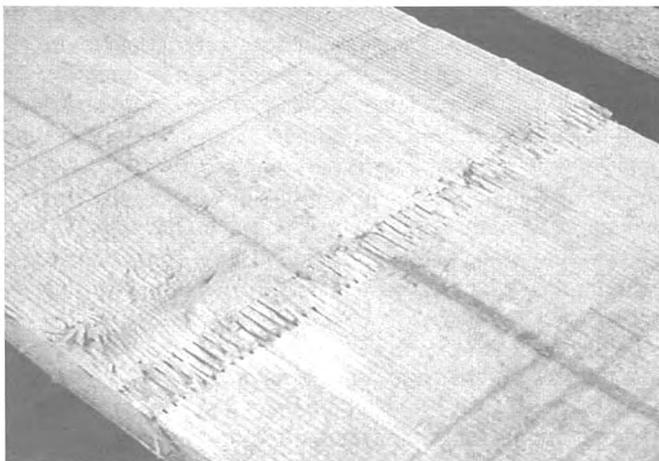


Bild 2.3: Keilzinkenstoß nach dem Pressen

Gegenüber der in der Vergangenheit verwendeten Systeme bietet das beschriebene System u. a. folgende Vorteile:

- Kein nennenswerter Klebstoffüberschuss
- Wesentlich geringere Verschmutzung der Keilzinkenanlage
- Keine Reinigung der Auftragswalzen bzw. Kämme
- Hohe Prozesssicherheit

3 Schraubenpressklebung

Anstelle der bisher verwendeten Nägel zur Erzeugung des Pressdruckes beim Aufkleben von Brettlamellen aus Vollholz und Holzwerkstoffplatten werden künftig selbstbohrende Schrauben mit einem Durchmesser von mindestens 4 mm verwendet, da es sich in zahlreichen Untersuchungen gezeigt hat, dass diese gegenüber den Nägeln bezüglich einer zuverlässigen und zeitsparenden Verklebung deutliche Vorteile aufweisen:

- a) Kein Abfall des Pressdruckes infolge der sehr guten Schaftverankerung.
- b) Keine Erschütterungen bei Anbringen der Schrauben, die das Abbinden des Klebstoffes stören könnten, so dass weitere Aufklebungen an einem Bauteil vorgenommen werden können, bevor die schon verpressten Klebstofffugen voll ausgehärtet sind.
- c) Eine Schraube reicht aus für eine zu verklebende Fläche von 15000 mm².



Bild 3.1: EXPO-Dach auf dem Messegelände in Hannover. Die ersichtlichen Schalenrippen wurden mit Hilfe der Schraubenpressklebung hergestellt.

Im Bereich der aufzuklebende Lamellen oder Platten sollten die Schrauben keine Gewindegänge aufweisen, da diese die Reibung beim Eindrehen erhöhen und dadurch die gewünschte Pressdruckausbreitung vom Schraubenkopf beeinträchtigen können.

Um einen ausreichenden Pressdruck zu erreichen, muss die Gewindelänge im Holzteil mit der Schraubenspitze mindestens 40 mm betragen.

Vor allem bei den Bauteilen, die infolge ihrer Form nicht in den konventionellen Pressvorrichtungen hergestellt werden können bzw. die auf Grund ihrer Größe nicht über längere Strecken transportiert werden können, bietet sich eine Schraubenpressklebung an. So war z.B. die Herstellung von doppelt gekrümmten Rippenschalen des EXPO-Daches für das Messegelände in Hannover auf Grund der Form und der Größe der Schalen nur mit Hilfe der Schraubenpressklebung in einer auf dem Messegelände befindlichen Halle möglich.

Im folgenden sind einige während der Herstellung der Schirmschalen aufgenommenen Bilder aufgeführt, die die Flexibilität einer Schraubenpressverklebung wiedergeben.

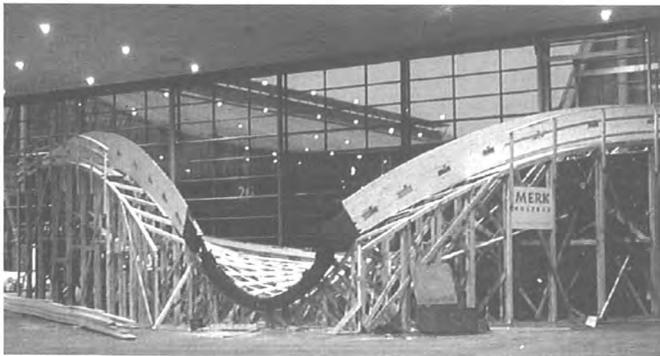


Bild 3.2: Lehrgerüste zur Erzeugung der gewünschten Schalenform



Bild 3.3: Klebstoffauftrag auf die Lamellen einer Schalensippe



Bild 3.4: Verpressung mit selbstbohrenden Schrauben

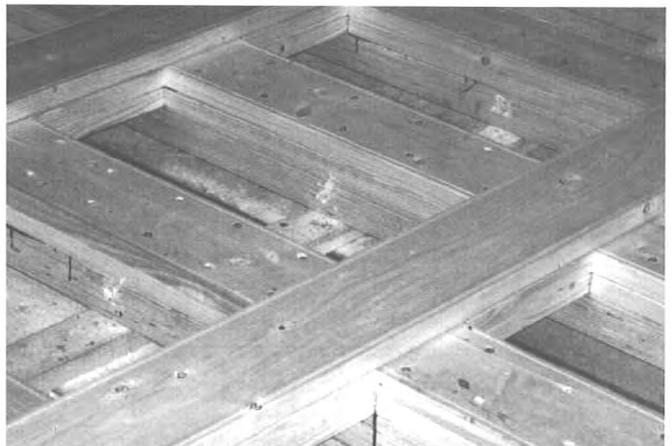


Bild 3.5: Mit Schraubenpressklebung hergestellte Schalensrippen

Auch die beidseitige Beplankung aus Furnierschichtholz der Kragträger, die im Herstellerwerk des mit dem Bau beauftragten Unternehmens hergestellt wurden, wurde mit Hilfe der Schraubenpressklebung mit der Holzunterkonstruktion verbunden, siehe Bild 3.6.



Bild 3.6: Verklebung der Beplankung der Kragträger mit der Holzunterkonstruktion mit Hilfe der Schraubenpressklebung

4 Holz-Metall-Verklebungen

Hier stehen hauptsächlich Stahlblech-Holz-Verklebungen und die in das Holz eingeklebten Gewindestangen im Vordergrund. Diese Verklebungen wurden vor allem durch die Einführung von bestimmten Epoxyd- und Zweikomponenten-Polyurethanharzen möglich, wobei die Optimierung der Klebstoffe für bestimmte Anwendungen noch eine Zeit in Anspruch nehmen wird.

Als wichtigste Eigenschaften dieser Klebstoffe werden betrachtet:

- Gutes Adhäsionsvermögen sowohl zum Holz als auch zum Stahl
- Beständigkeit auch in den dicken Klebstoffugen
- Gutes Dauerstandverhalten
- Beständigkeit auch bei hohen Temperaturen, wenn diese nach dem Einbau der Bauteile im Bereich der Verbindung zu erwarten sind.

Als Beispiel für eine Stahlblech-Holzverbindung wird ein vor einigen Wochen vom Deutschen Institut für Bautechnik zugelassenes Verbundsystem aus Holz und Beton (Holz-Beton-Verbunddecke) kurz vorgestellt, bei welchem die aus Streckmetallstreifen bestehenden Schubverbinder in die Nuten der im Zugbereich befindlichen Massivholzelemente eingeklebt werden.

In die rd. 3,2 mm breiten und mindestens 40 mm tiefen im oberen Bereich der Massivholzelemente eingefrästen Nuten wird zuerst ein bestimmtes Polyadditionsharz eingefüllt. Anschließend werden die Schubverbinder in die Nuten eingeführt, wobei diese über die Oberkante der Massivholzelemente in einer Breite von mindestens 50 mm hinausragen müssen, siehe **Bild 4.1**.

Nach Aushärtung der Klebstoffverbindung wird von oben über eine Folie eine armierte Betonschicht aufgegossen,

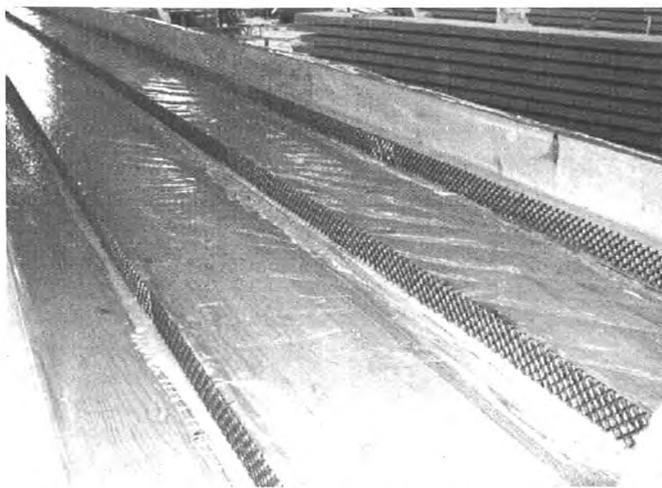


Bild 4.1: Einklebte Schubverbinder in Massivholzdecke



Bild 4.2: Betonieren einer mit eingeklebten Schubverbindern vorbereiteten Holzbalkendecke

siehe **Bild 4.2**, so dass dann auch eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Stahlblech und Beton entsteht. Die im eingebauten Zustand zwischen der Betonschicht und dem Massivholzelement auftretenden Schubkräfte werden von den Stahlblech-Schubverbindern aufgenommen.

Im **Bild 4.3** ist eine fertige Holz-Beton-Verbunddecke auf dem Prüfstand ersichtlich.

Bezüglich der eingeklebten Gewindestangen sind in den letzten Jahren an einigen europäischen Instituten umfangreiche Versuche vorgenommen worden, siehe **Bild 4.4**, so dass diese Verklebung die Normreife erreicht hat und in der neuen DIN 1052 enthalten sein wird.

Auf die Einzelheiten dieser Verbindung wird im Rahmen dieses Vortrages nicht eingegangen, da in der letzten Zeit zu diesem Thema viele Vorträge und Veröffentlichungen zu verzeichnen waren. Hier wird nur darauf hingewiesen, dass die Klebstoffe für diese Anwendung eine Zulassung vom DIBt haben müssen.

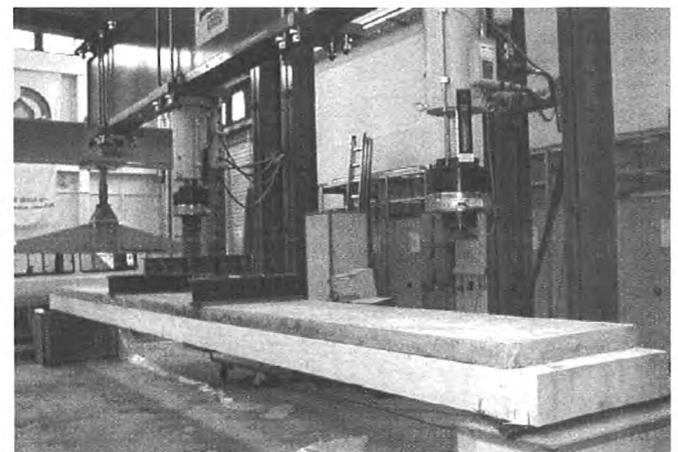


Bild 4.3: Fertige Holz-Beton-Verbunddecke auf dem Prüfstand

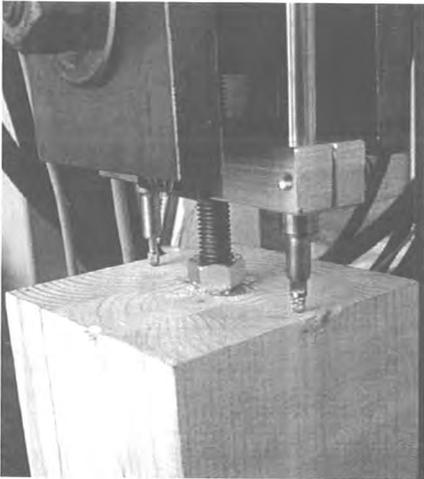


Bild 4.4: Prüfung des Auszieh Widerstandes von eingeklebten Gewindestangen

5 Geklebte Verbundbauteile aus Brettschichtholz (Blockverklebung)

Seit rd. 13 Jahren werden geklebte Verbundteile aus Brettschichtholz im Bauwesen, vor allem bei den Brücken, eingesetzt. Die erste blockverklebte Brücke wurde im Jahre 1990 in Reichenbach/Fils errichtet.



Bild 5.1: Brücke Reichenbach



Bild 5.2 : Blockverklebung

Die offene Fußgänger- und Radfahrerbrücke überspannt bei einer Gesamtlänge von ca. 223 m die Bundesstraße B10 sowie die Gleisanlagen der Bahnstrecke Stuttgart-Ulm.

Der blockverklebte tragende Querschnitt besteht aus sechs 16 bis 24 cm dicken Brettschichtholzträger, die mit einem fugenfüllenden Phenolresorcinklebstoff (Klebstoff fugendicke bis 2 mm erlaubt) liegend miteinander verklebt wurden.

Der Pressdruck erfolgte hauptsächlich mit Nägeln, siehe **Bild 5.2**.

In dem **Bild 5.3** ist der Querschnitt der Brücke abgebildet.

Im Vorfeld der Errichtung wurden an einer rd. 10 m langen Probebrücke, die den gleichen Querschnitt wie die vorgesehene Brücke aufwies, Untersuchungen hinsichtlich der Holzfeuchteänderung innerhalb des Querschnittes sowie der dadurch bedingten Formänderungen der Brücke vorgenommen.

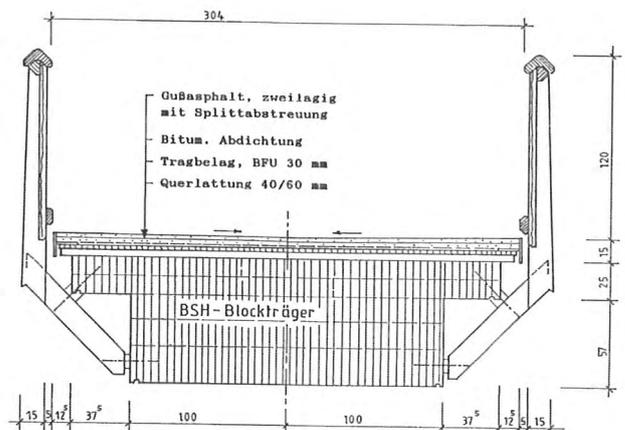


Bild 5.3: Querschnitt Geh- und Radwegbrücke in Reichenbach/Fils



Bild 5.4: Probebrücke

Dabei wurde über eine Zeit von über zwei Jahren festgestellt, dass nennenswerte Feuchteschwankungen innerhalb des Brettschichtholzblocks nicht zu verzeichnen waren. Dadurch fielen auch die Verformungen der Brücke sehr günstig aus.

Parallel zu diesen Versuchen wurden aus einem Probeblock mit ähnlichen Querschnittsabmessungen zwei 11 mm dicke Proben entnommen und zunächst einer Wasserlagerung (48 Stunden bei 20°C) und anschließend einer Trocknung (48 Stunden bei 50°C und 30 % rel. Luftfeuchte) unterzogen. Nach der Trocknung konnten im Bereich des Holzes zahlreiche Schwindrisse festgestellt werden, offene Klebstoffugen waren aber nicht feststellbar.

In der Folgezeit wurde eine größere Anzahl von Brücken mit einer tragenden Konstruktion aus blockverklebtem Brettschichtholz hergestellt. Dafür war in der Vergangenheit immer eine Zustimmung im Einzelfall der zuständigen Bauaufsichtsbehörde erforderlich, da diese Bauprodukte weder in einer DIN-Norm noch in einem Zulassungsbescheid geregelt waren.

Dieses relativ umständliche Verfahren wird in der Zukunft nicht mehr erforderlich, da auf Grund guter Praxiserfahrungen eine Regelung dieser Bauprodukte in der neuen DIN 1052 (Anhang B) erfolgen wird.

Die Regelung bezieht sich auf das Kleben von Brettschichtholzbauteilen mit einer Einzelteildicke $a \geq 60$ mm zu Verbundbauteilen verschiedener Querschnittsformen. Im **Bild 5.5** sind einige der möglichen Querschnittsformen dargestellt.

Die Verklebung darf nur von Firmen vorgenommen werden, die im Rahmen der Bescheinigung A oder B zum Verkleben von tragenden Holzbauteilen auch nachgewiesen haben, dass sie in der Lage sind, eine ordnungsgemäße Verklebung dieser Bauteile vorzunehmen und dafür eine Zusatzqualifikation erhalten haben.

Die durchschnittliche Holzfeuchte der einzelnen Brettschichtholzteile vor der Verklebung richtet sich nach der zu erwartenden mittleren Holzfeuchte im eingebauten Zustand. Sie darf maximal 15% betragen. Der Unterschied der durchschnittlichen Holzfeuchte zwischen den einzelnen Brettschichtholzteilen darf höchstens 3% betragen, um die Spannungen im Bereich der Klebstoffuge infolge Quellens und Schwindens des Holzes bei späteren Feuchteänderungen in vertretbarem Rahmen zu halten.

Für die Verklebung dürfen alle nach DIN EN 301 (Leistungsanforderungen) bzw. DIN EN 302, Teil 1 bis 4 und DIN 68 141 (Gebrauchseigenschaften) positiv geprüften Klebstoffe verwendet werden. Da im Rahmen dieser Normen die geprüfte Fugendicke maximal 1 mm beträgt, sind über diese Normen hinaus zusätzliche Prüfungen hinsichtlich der Be-

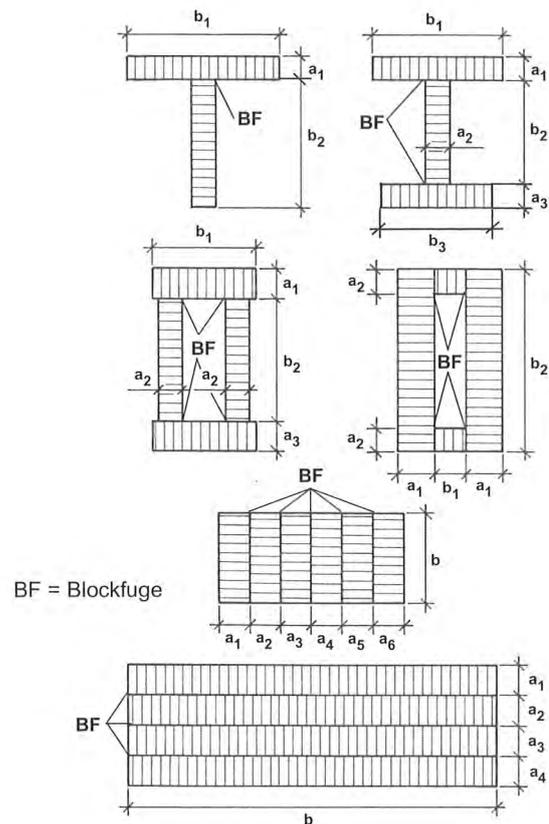


Bild 5.5: Beispiele für mögliche Querschnittsformen von Verbundteilen aus Brettschichtholz

ständigkeit des Klebstoffes in dickeren Klebstoffugen, in der Regel bis zu 2 mm, erforderlich, wenn bei der Herstellung solche Fugen nicht ausgeschlossen werden können. Bei Klebstoffugen mit einer Breite über 80 cm sollten in der Regel Klebstoffe verwendet werden, bei welchen die Beständigkeit bis zu einer Klebstoffugendicke von 2 mm nachgewiesen wurde.

Die einzelnen Brettschichtholzteile dürfen entweder vollflächig über die ganze Breite oder streifenförmig über Teilbereiche der Breite miteinander verklebt werden. Bei streifenförmiger Verklebung ist darauf zu achten, dass die Gesamtbreite der Klebstoffugen ausreicht, um die zu erwartenden Schub- bzw. Torsionsspannungen schadlos aufzunehmen.

Vor der Verpressung müssen die einzelnen Brettschichtholzteile in ihrer Lage fixiert werden. Der Pressdruck ist dergestalt aufzubringen, dass die Fugen in den vorgesehenen Klebeflächen vollflächig verklebt sind und die für den verwendeten Klebstoff zulässige Fugendicke nicht überschritten wird.

Bei gekrümmten Bauteilen sind beim Pressen die Rückstellkräfte aus dem Krümmen zusätzlich zu berücksichtigen.

Dipl.-Ing. ETH/SIA Dipl. KMU HSG Ralph Schläpfer

Dipl.-Ing. ETH/SIA KMU HSG Ralph Schläpfer
Lignatur AG
Mooshalde 785
CH-9104 Waldstatt
Tel.: 0041 (0)71 3530410



- 1995 Assistent von Hermann Blumer bei der Blumer AG
- 1997 F & E-Verantwortlicher bei der Lignatur AG
- 1999 Projektleiter bei der Nüssli AG (CH)
MSK EXPO 2000 Hannover, Beachvolleystadion
Olympia, Sydney
- 2001 Geschäftsleitung Lignatur AG zusammen mit
Ruedi Jud, F & E, Marketing, Projekte

Schallschutz mit Schwingungsdämpfern bei Holzdecken und Einflüsse auf die Eigenfrequenz

„Konstruktion, Berechnung, Ausführung“

1 Einleitung

Mit üblichen Deckenkonstruktionen in Holzbauweise lassen sich bei sorgfältiger Planung und Ausführung bewertete Norm-Trittschallpegel $L_{n,w}$ und Schalldämm-Maße R_w erreichen, die die Mindestanforderungen nach DIN 4109 und die Vorschläge für den erhöhten Schallschutz weit übertreffen. Dennoch können für den Bewohner störende Schallübertragungen in Form von „Poltern oder Dröhnen“ auftreten. Diese tieffrequenten Schallübertragungen, verursacht durch Stühlerücken, stark basshaltige Musik oder das Begehen der Decke im darüberliegenden Stockwerk liegen in einem Frequenzbereich ($f < 100\text{Hz}$), der bei der Bildung von Einzahlwerten ($L_{n,w}$, R_w) nicht berücksichtigt wird.

Abbildung 1 zeigt den frequenzabhängigen Norm-Trittschallpegel einer Holzbalkendecke mit einem guten Einzahlwert ($L_{n,w} = 47\text{ dB}$) aber hohen Trittschallübertragungen im Tieftonbereich. Da mit derzeit im Holzbau üblichen Maßnahmen nur geringe Verbesserungen im Tieftonbereich unter 100 Hz erzielt werden können sind neue Lösungsansätze zu erarbeiten.

2 Ausgangslage

2.1 Einzahlwert nach Norm – menschliches Ohr

Die Messkurve (Abbildung 2) für L_n (L'_n bei Messungen mit Nebenwegen) von Decken in fertigem Zustand wird mit einer vorgegebenen Bezugskurve verglichen. Diese Bezugskurve berücksichtigt, dass das menschliche Ohr für hohe Frequenzen empfindlicher ist als für tiefe. Die Parallelverschiebung der Bezugskurve in ganzen dB kennzeichnet den bewerteten Normtrittschallpegel $L_{n,w}$ der gemessenen Decke. Wobei die Überschreitung der verschobenen Bezugskurve durch die Messkurve im Mittel nicht grösser sein darf als 2 dB (Unterschreitungen werden nicht berücksichtigt). Die Verschiebung der Bezugskurve zu niedrigeren Pegelwerten ist positiv, zu höheren Pegelwerten negativ. Der Einzahlwert (bewerteter Norm-Trittschallpegel $L_{n,w}$) wird an der Bezugskurve bei 500 Hz abgelesen.

Unter den Randbedingungen zur Ermittlung des bewerteten Norm-Trittschallpegels sind verschiedene Messkurven mit gleichem Einzahlwert vorstellbar. Diese würden jedoch vom menschlichen Ohr verschieden wahrgenommen und nicht alle als gleichwertig empfunden. Ideal wäre deshalb eine Messkurve, die möglichst nahe an der Bezugskurve liegt und somit die Empfindlichkeit des menschlichen Ohrs berücksichtigt und zugleich einen niedrigen Einzahlwert hat.

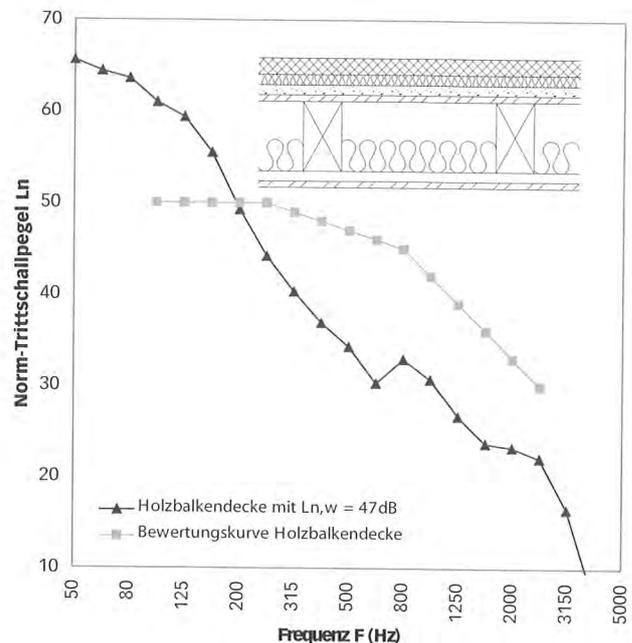


Abbildung 1: Norm-Trittschallpegel einer Holzbalkendecke mit Zementestrich, Rohdeckenbeschwerung und einer Unterdecke, die an einer Lattung befestigt ist.

2.2 Veränderung von Einzahlwert und Messkurve bei Deckenkonstruktionen mit Aufbauarten

Die Abbildung 3 nennt die bewerteten Norm-Trittschallpegel für die LIGNATUR-Decke ohne und mit verschiedenen Aufbauarten und zeigt die entsprechenden Messkurven dazu.

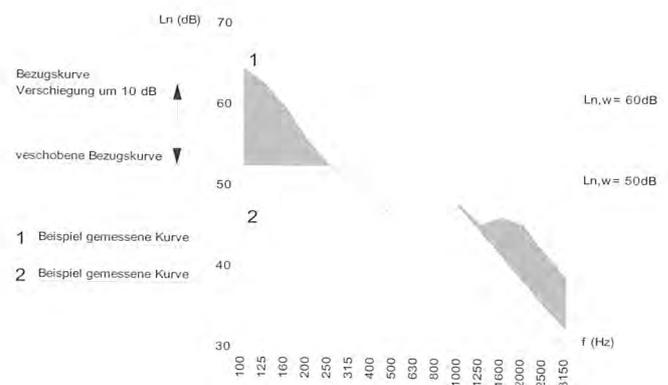


Abbildung 2: Ermittlung des bewerteten Norm-Trittschallpegels $L_{n,w} = 50\text{ dB}$ für 2 Beispiele, die mit dem menschlichen Ohr völlig verschieden wahrgenommen werden.

Durch die verschieden gewählten Aufbauten zeigen sich beachtliche Verbesserungen von 20dB bis zu 38dB. Auffallend an den Messkurven sind die unterschiedlichen Verbesserungen in den verschiedenen Frequenzbandbreiten. Die **Tabelle 1** zeigt den Vergleich des bewerteten Norm-Trittschallpegel und des Trittschallpegels bei 125Hz und 400 Hz. Die vier gewählten Aufbaubeispiele erreichen eine mittlere Verbesserung von 31dB für den bewerteten Norm-Trittschallpegel und für den Trittschallpegel bei 400Hz sogar von 41dB. Betrachtet man jedoch die mittlere Verbesserung für den Trittschallpegel bei 125Hz so sind die 10dB eher ernüchternd. Es sind keine Ausreisser ersichtlich.

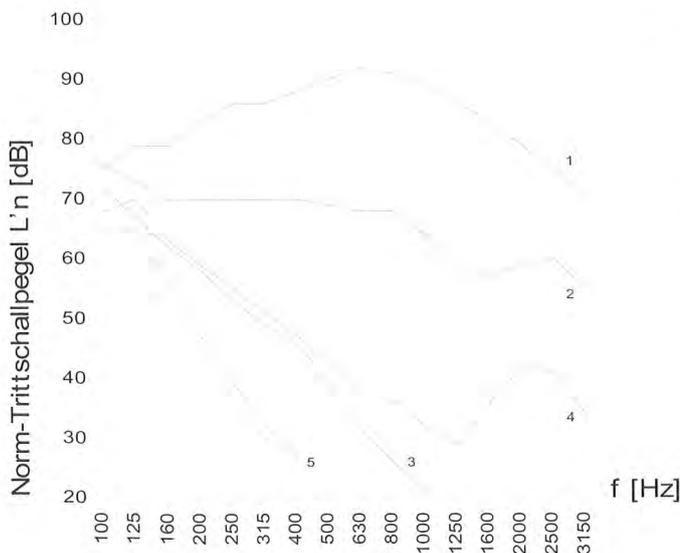
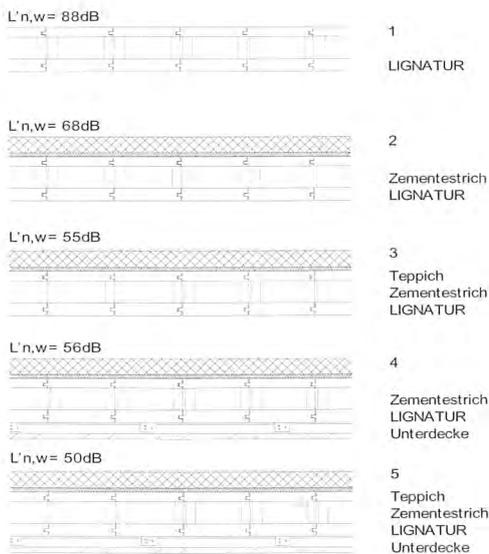


Abbildung 3: Einzahlwert und Messkurve für eine Deckenkonstruktion mit verschiedenen Aufbauten

Die Darstellungen zeigen, dass für den höherfrequenten Bereich verschiedene gute Möglichkeiten zur Verbesserung des Schallschutzes vorliegen. Schallübertragungen durch Stühlerücken, stark basshaltige Musik oder das Begehen der Decke im darüberliegenden Stockwerk liegen jedoch im tieffrequenten Bereich. Für diesen Bereich würde der Betrachter mit dem menschlichen Ohr die Decken als eher ungenügend einstufen. Dieses Phänomen trifft für sämtliche konventionellen Holzdeckenkonstruktionen zu.

2.3 Aufgabe

Die Holzdecken müssen so konstruiert werden, dass sie im tieffrequenten Bereich bereits ohne Aufbauten einen sehr guten Schallschutz erreichen, da dieser durch Aufbauten nur noch schlecht und mit sehr hohem Aufwand erreicht werden kann.

3 Untersuchungen

3.1 Einleitung Eigenfrequenz

Das Thema Eigenfrequenz/Schwingungen ist uns aus dem täglichen Leben vertraut.

Die Resonanzkatastrophe bei der Takomabrücke zeigte dieses Phänomen sehr eindrücklich:

„Bevor die Brücke für den Verkehr öffnete, beobachteten die Anwohner, dass sie bereits bei einem ganz moderaten Wind zu schwingen begann. Das gab ihr den Spitznamen „Galloping Gertie“. Am 7. November 1940, brachten Windböen von ca. 60 km/h das Hauptsegment der Tacoma Narrows Bridge (die erst einige Monate für den Verkehr geöffnet war) zum Schwingen. Zunächst führte die Brücke eine Querschwingung mit einer Frequenz von etwa 36 Hz und einer Amplitude von etwa 60 cm aus. Später ergab sich eine Rotationsschwingung in zwei Segmenten mit einer Frequenz von etwa 14 Hz. Diese neue Schwingung brachte die Brücke zum Einsturz.“

Einfach kann das Phänomen an einer Straßenlampe getestet werden. Durch das Anstossen mit wenig eigener Kraft, in einem gleichmäßigen Rhythmus entsprechend der Eigenfrequenz der Strassenlampe, beginnt diese beängstigend zu schwingen.

3.2 Zusammenhang Eigenfrequenz Holzdecke – Schallschutz

Um den Zusammenhang der Eigenfrequenz von Holzdecken mit deren Schallschutz besser zu erkennen, werden die Eigenfrequenzen für eine Holzdecke und eine beschwerte Holzdecke errechnet.

Holzdecke: LIGNATUR LKE 200
Eigengewicht: 43kg

Tabelle 1: Vergleich des bewerteten Norm-Trittschallpegels und des Trittschallpegels bei 125Hz und 400 Hz

	1	2		3		4		5		
	LIGNATUR	Zementestrich LIGNATUR	Delta (Zementestrich)	Teppich Zementestrich LIGNATUR	Delta (Teppich, Zementestrich)	Zementestrich IGNATUR Unterdecke	Delta (Zementestrich, Unterdecke)	Teppich Zementestrich LIGNATUR Unterdecke	Delta (Teppich, Zementestrich, Unterdecke)	Mittelwert Delta
$L_{n,w}$	88	68	20	55	33	56	32	50	38	31
L_n (125Hz)	79	73	6	67	12	70	9	65	14	10
L_n (400Hz)	88	70	18	46	42	47	41	27	61	41

Beschwerung: 80kg Kalksandsteine in den Hohlräumen der LIGNATUR-Decke mit der unteren Lamelle verleimt.

Spannweite: $l = 4.65m$

E-Modul: $11.000N/mm^2$

Tägheitsmoment: $506,8 \times 10^6 mm^4$

Eigenfrequenz: $f_n = n^2 \cdot \sqrt{2l^2 \times (EI/m)^{1/2}}$ mit $n=1, 2, 3, \dots$ für die verschiedenen Eigenformen

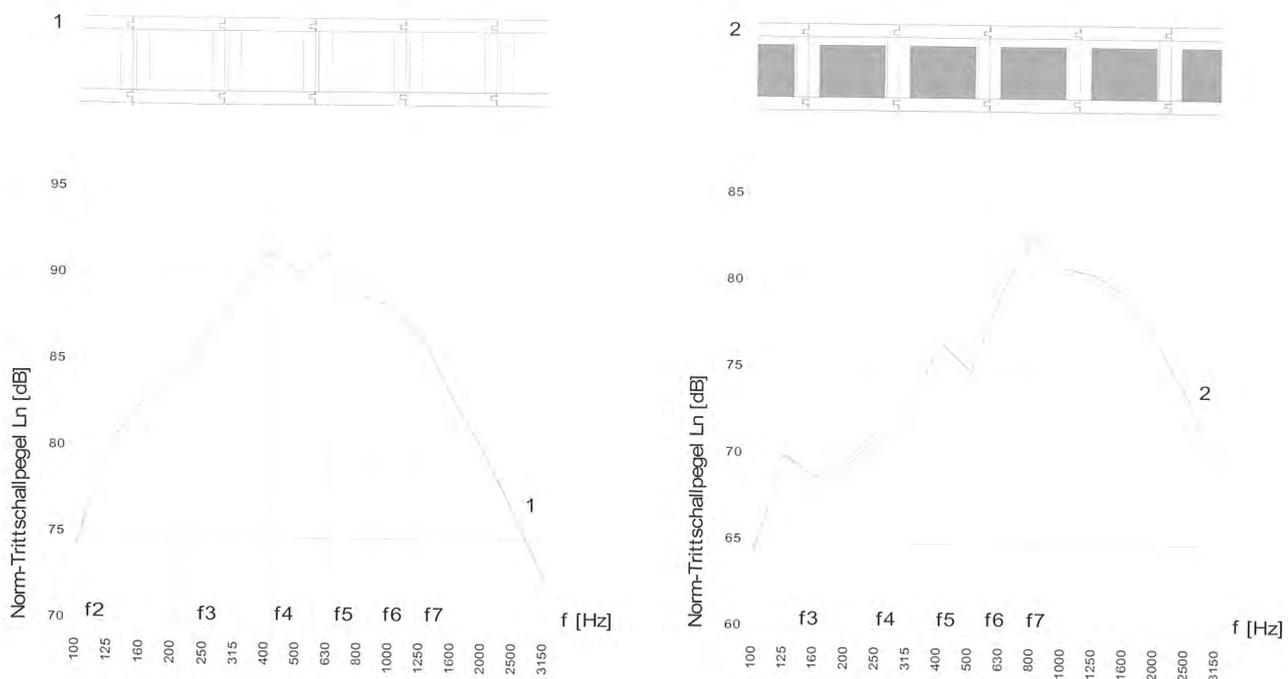
Trägt man die Eigenfrequenzen in den Trittschallmessprotokollen ein so entsteht ein eindruckliches Bild.

Es fällt auf, dass die 3., 4., 5., 6. und 7. Eigenfrequenz in einem oder beiden Messprotokollen sehr gut erkennbar ist. Das lässt die Behauptung zu, dass bei den Eigenfrequenzen der Decken Einbrüche für den Schallschutz zu erwarten sind. Das Messprotokoll der beschwerten Decke zeigt, dass die Beschwerung vor allem die 4. Eigenfrequenz der Deckenkonstruktion zu bremsen vermag.

f_n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
LKE	26	105	235	419	654	942	1282	1674	2119	2616
LKE beschwert	15	62	139	247	387	557	758	990	1253	1547

Tabelle 2: Eigenfrequenzen für die beschriebenen Holzdecken bei einer Spannweite von 4,65 m

Abbildung 4: Trittschallmessprotokolle für die LIGNATUR-Decke ohne und mit Beschwerung mit eingetragenen Eigenfrequenzen



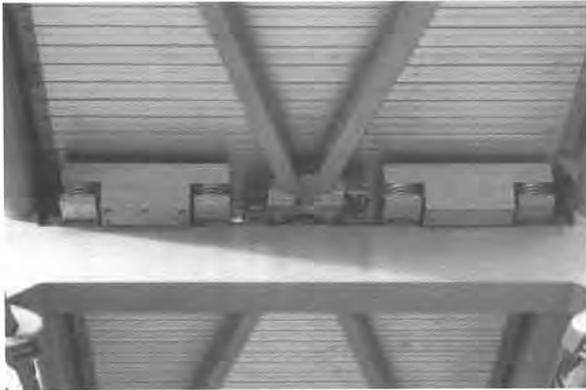


Abbildung 5: Eingebaute Vertikaltilger bei der Millennium Bridge in London

3.3 Idee Tilger

3.3.1 Tilger in der Praxis

Die Behauptung, dass für einen ausreichenden Schallschutz die einzelnen Eigenfrequenzen zu bremsen sind, fordert, dass verschiedene Frequenzbreiten einzeln betrachtet werden und mit optimalen, einfachen und kostengünstigen Lösungsansätzen verbessert werden.

Wieder ein Beispiel aus dem Brückenbau zeigt, wie das Schwingungsproblem bewältigt wurde.

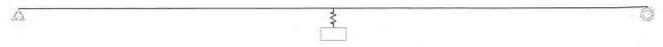
Erfahrungen zur Dämpfung der Millennium Bridge in London:

„Wie bekannt, wurde in London eine neue Brücke über die Themse gebaut. Es ist eine moderne Hängebrücke, deren Stahlseile nur sehr gering durchhängen. Es wurden viele statische und dynamische Vorberechnungen durchgeführt. Am Eröffnungstag zeigte diese Brücke jedoch so starke Schwingungen, dass sie umgehend für den Publikumsverkehr gesperrt wurde. Zur Reduzierung der Schwingungen wurden zwei Maßnahmen beschlossen: In einigen Brückenfeldern wurden 1-dimensional wirkende Dämpfer (volkstümlich Stoßdämpfer genannt) an diagonal verlegten Zugstangen unter der Brücke installiert. Gegen die Vertikalschwingungen wurden insgesamt 50 gedämpfte Schwingungstilger installiert und zusätzlich wurden gegen die Horizontalschwingungen acht gedämpfte Horizontalschwingungstilger eingebaut.“

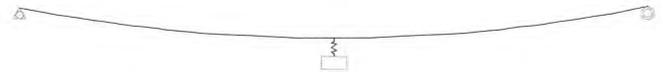
3.3.2 Wirkungsweise von Schwingungsdämpfern (Tilgern)

Ein Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau besteht aus einer schwingungsfähigen Masse die über Federn mit dem Bauwerk verbunden ist. Wenn das Bauwerk in seiner Bauteilresonanz angeregt wird, überträgt es Schwingungsenergie auf den Schwingungsdämpfer und wird hierdurch in seiner Amplitude abgedämpft.

Beispiel Brücke:

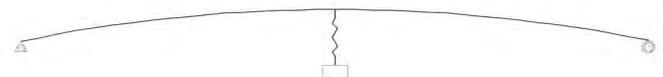


Vorerst ist die Brücke unbelastet. Der Tilger (Masse) hängt an der Feder.



Durch eine vertikale Belastung beginnt die Brücke sich durchzubiegen.

Der Tilger bewegt sich mit. Die Länge der Feder bleibt gleich.



Durch die Veränderung der Belastung ändert sich die Durchbiegung der Brücke.

Auf Grund des Trägheitsgesetzes bleibt der Tilger vorerst noch an seinem Ort. Die Feder wird gestreckt.



Durch eine neue Belastung, einen neuen Anstoß biegt sich die Brücke erneut durch.

Der Tilger ändert verzögert seine Position, drückt die Feder zusammen und bremst die Schwingung der Brücke.

3.3.3 Resultat im Schallschutz durch den Einsatz von Tilgern

Um tieffrequente Schallübertragungen in einem Frequenzbereich unter 100Hz reduzieren zu können, wurden Tilger gesucht die bei ca. 80Hz dämpfen (vgl. **Abbildung 6**). Durch den Einsatz von korrekt kombinierten, auf dem Bau-



Abbildung 6: Schema der Idee für einen Tilger zur Dämpfung des LIGNATUR-Elementes bei 80Hz

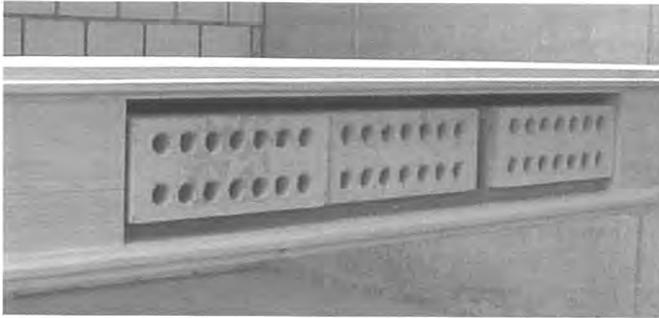


Abbildung 7: LIGNATUR-Kastenelement mit eingebautem Tilger

markt handelsüblichen und kostengünstigen Produkten (Kalksandstein, Trittschalldämmplatte) konnte ein solcher Tilger gefunden werden (vgl. **Abbildung 7**).

Die **Abbildung 8** zeigt eine enorme Verbesserung des Schallschutzes im gewünschten Frequenzbereich bei vollflächiger Verteilung der Tilger auf der Decke.

3.4 Lösungsansatz für ein Hallendach mit zu hoher Lärmbelastung für die Nachbarschaft

In einer alten Halle nahe dem Stadtzentrum wird seit längerer Zeit eine Diskothek betrieben. Die nächtliche hohe Lärmbelastung wurde durch die Nachbarschaft beanstandet. Auf Grund der Messungen vom TÜV wurden minimale Schalldämmwerte für die verschiedenen Spektren (vgl. **Abbildung 10**) angegeben, die bei einer Sanierung einzuhalten waren.

Es zeigte sich, dass die geforderten Werte im Tieftonbereich mit einer konventionellen Dachkonstruktion (vgl. **Abbildung 10**, Messung ohne Tilger) nicht eingehalten werden können. Die alte Hallenkonstruktion war damals nur für ein nacktes Blechdach konzipiert worden. Trotz vorgesehenen Verstärkungsmassnahmen durfte das Dach maximal nur 70kg/m^2 wiegen. Für mögliche Beschwerungsmaßnahmen blieben maximal 20kg/m^2 . Die minimale Masse musste so effizient wie möglich eingesetzt werden. Auf Grund der gegebenen Randbedingungen durch den TÜV und des ge-

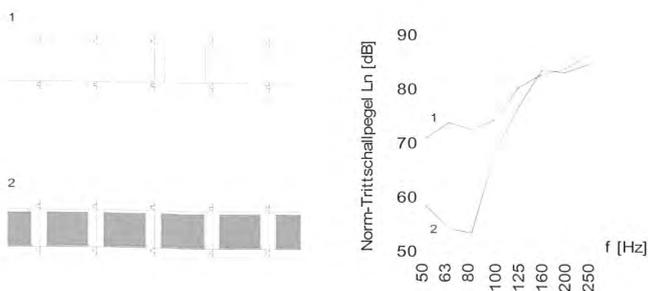


Abbildung 8: Verbesserung Normtrittschallpegel durch Tilger mit Dämpfung bei ca. 80Hz im tieffrequenten Bereiche.

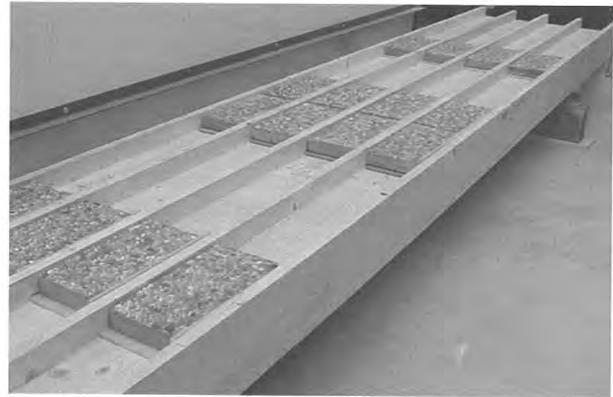
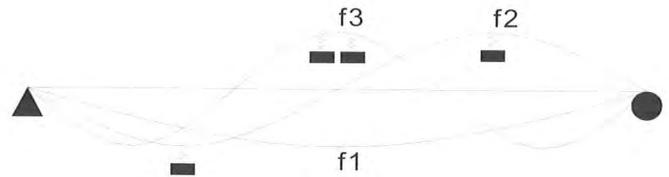


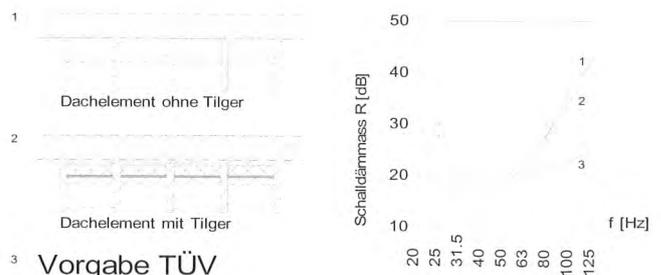
Abbildung 9: Schematische Ausführung der Tilgerpositionierung; ausgeführtes Prüfelement

wählten Elementes galt es die 2. (28Hz) und 3. Eigenschwingung (63Hz) zu dämpfen um den Luftschallschutz zu verbessern. Die gewählten Tilger wurden auf dem Element bei der Amplitude, der maximalen Auslenkung der Schwingung, positioniert (vgl. **Abbildung 9**). Im tieffrequenten Bereich wurde eine Verbesserung von ca. 5dB erreicht, so dass die Vorgaben vom TÜV erfüllt werden konnten.

Das Dach wurde leider nicht ausgeführt. Die Halle musste aus anderen Gründen abgebrochen werden.

3.5 Kombination Tilger mit Splitt

Durch die Forschungs- und Entwicklungsarbeiten mit dem Tilger konnte der Problematik Schallschutz im Tieftonbereich mit einer kostengünstigen Lösung entgegnet werden. Um über die volle Frequenzbandbreite einen guten Schall-



Vorgabe TÜV

Abbildung 10: Verbesserung des Schalldämmmass mit Tilgern im tieffrequenten Bereich zur Erfüllung der Vorgaben vom TÜV.

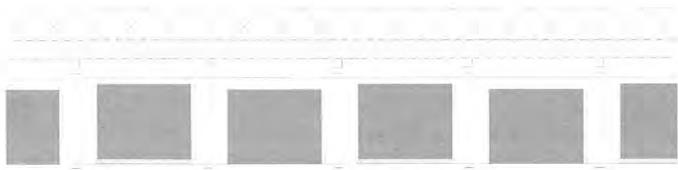


Abbildung 11: LIGNATUR-Kastenelement mit 2 verschiedenen Tilgern und einem Zementestrich

schutz zu erreichen wurden die Untersuchungen weiter vorangetrieben. Mit einer Kombination verschiedener Tilger (vgl. **Abbildung 11**) konnten gute Resultate erreicht werden.

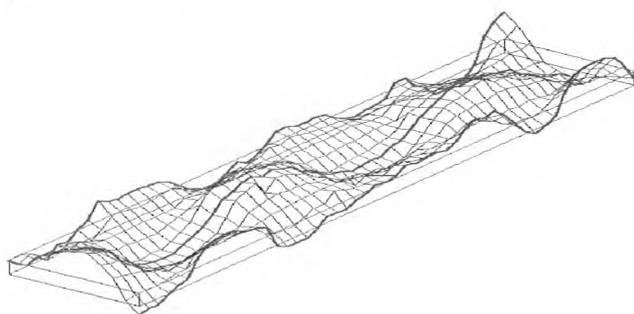


Abbildung 12: Eigenmode des unbeschwertes LIGNATUR-Flächenelementes bei 289 Hz (A. Rabolt, Labor für Schall- + Wärmemesstechnik, D-83071 Stephanskirchen)

Weiter stellte sich die Frage, was für Resultate erreicht werden könnten, wenn der neu entwickelte Tilger für den Schallschutz im Tieftonbereich mit der alt im Frequenzbereich zwischen 200 und 500Hz bewährten Kalksandsplittschüttung kombiniert würde. Um das Verhalten des LIGNATUR-Elementes in diesem Frequenzbereich noch besser zu verstehen wurden die Eigenmode des Elementes ohne Beschwerung geprüft. Vor allem bei 289 Hz ist die 4. Eigenfrequenz sehr gut sichtbar. Es stellt sich die Frage ob nach der geplanten spezifischen Beschwerung des Elementes die 4. und 5. Eigenfrequenz genügend gebremst werden kann.

Abbildung 13 zeigt, dass durch die Kombination mit Tilgern für den Tieftonbereich, Schüttung und Zementestrich die verschiedenen Eigenfrequenzen sehr gut gedämpft werden können und die Einbussen für den Schallschutz im Bereich der Eigenfrequenzen nicht mehr groß sind oder sogar eliminiert werden konnten. Aus dem Protokoll wird aber auch klar ersichtlich, dass wenn man den Einzahlwert des gewählten Aufbaus in **Abbildung 13** in Kombination z.B. mit einem Parkett weiter verbessern möchte, man im Bereich der 4. und 5. Eigenfrequenz weiter arbeiten müsste.

3.6 Im Vergleich mit Beton

Abbildung 14 macht deutlich, dass es Holzdeckenkonstruktionen gibt, die im Vergleich mit der Betondecke im relevanten Frequenzbereich des subjektiven Empfindens von 50 bis 250Hz des Bewohners konkurrenzfähig ist. Das dumpfe Dröhnen und Poltern gehört nun endgültig der Vergangenheit an.

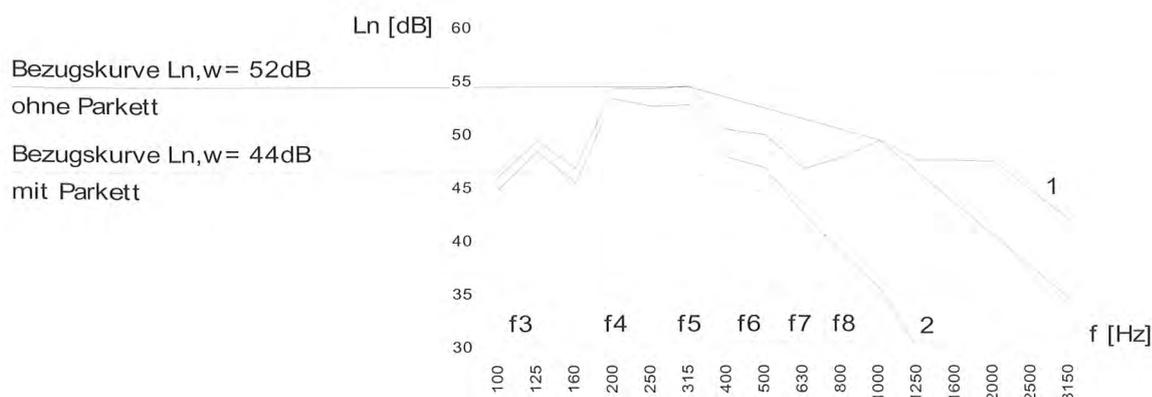
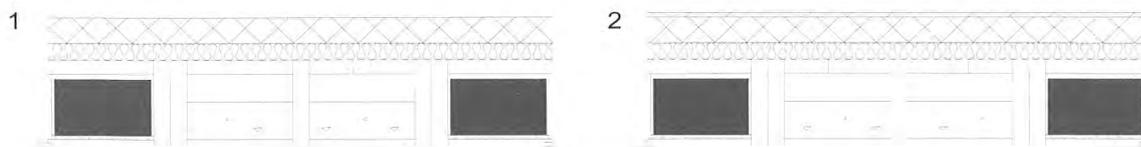


Abbildung 13: Trittschallmessprotokolle für die LIGNATUR silence und Zementestrich ohne und mit Parkett mit eingetragenen Eigenfrequenzen

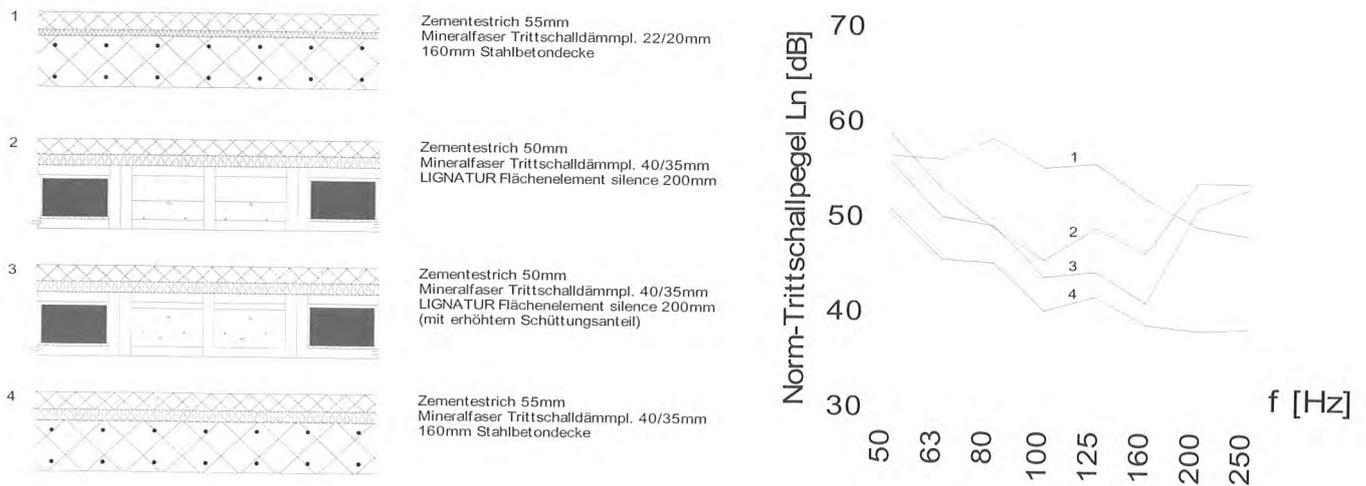


Abbildung 14: Trittschallpegelvergleich im relevanten Frequenzbereich des subjektiven Empfinden des Bewohners (A. Rabolt, Labor für Schall- + Wärmemesstechnik, D-83071 Stephanskirchen)

4 Schlussfolgerung

Erhöhter Schallschutz für Wohnungstrennendecken ohne Einbußen im Tieftonbereich wird mit minimaler Aufbauhöhe und

sichtbarer Holzdecke ohne abgehängte Unterdecke in Zukunft möglich.

Dipl.-Ing. Karsten Ulrich Tichelmann



Dipl.-Ing. Karsten Ulrich Tichelmann
VHT – Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau
El-Lissitzky-Straße 1
64287 Darmstadt

- 1985 - 1990 Studium der Fachrichtung Konstruktiver Ingenieurbau an der Technischen Hochschule Darmstadt, Abschluss Diplom
- 1990 - 1991 Tätigkeit und Ausbildung bei TFS Ltd. - Engineering & Lightweight-Constructions, Ventura, Californien/USA
- 1991 - 1992 Wissenschaftlicher Mitarbeiter der Technischen Universität Darmstadt des Fachgebietes Holzbau am Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik
- 1992 Versuchsanstalt für Holz und Trockenbau, Leitung und Aufbau F + E
- 1994 Gründung Tichelmann & Partner Ingenieurbüro für Tragwerksplanung und Bauphysik in Darmstadt
- 1995 - heute Lehrauftrag für das Fach „Trocken- und Leichtbauweisen – Technologie und Bauphysik“, Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen
- 1995 - heute Geschäftsführender Gesellschafter der Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau, bauaufsichtlich anerkannte Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle, gemeinnützig anerkannte Gesellschaft
- 1996 - heute Bürogemeinschaft PPT Beratende Ingenieure im Bauwesen
- 2000 - heute Besoldeter Lehrauftrag für das Fach „Angewandte Bauphysik“, Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Architektur
- 2000 - heute Geschäftsführender Gesellschafter des Instituts für Trocken- und Leichtbau, gemeinnützige Forschungsgesellschaft
- 2001 Anerkennung zum staatlich anerkannten Sachverständigen für Schallschutz und Wärmeschutz, Ingenieurkammer NRW

Neue Tragwerkskonzepte aus Holz, Stahl und Glas am Beispiel der Landesvertretung NRW in Berlin

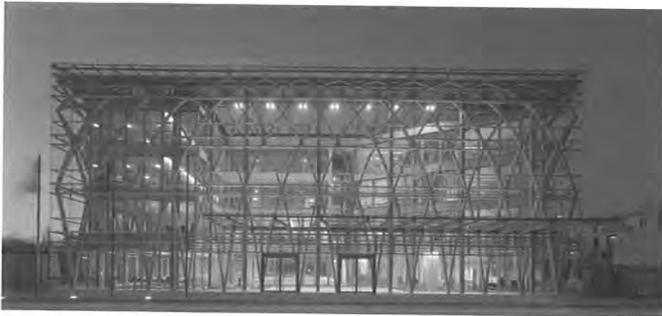


Bild 1: Eingang mit Blick ins Atrium (Kenan)

Einleitung

Zur Repräsentation des Landes Nordrhein-Westfalen in der Hauptstadt Berlin errichtete das bevölkerungsreichste Bundesland ein von seiner Konzeption bisher einzigartiges Gebäude. Das Gebäude symbolisiert die Innovationskraft und die technische Leistungsfähigkeit Nordrhein-Westfalens. Ein Teil dieses neuen Konzeptes ist der Entwurf des innovativen Tragwerks aus Stahl und Holz.

Mit der Landesvertretung Nordrhein-Westfalen in Berlin ist ein ungewöhnliches und einzigartiges Gebäude entstanden. Für dieses Bauvorhaben wurde ein hybrides Tragwerk aus Holz, Stahl und Glas entwickelt. Es ist das Ergebnis der innovativen Kombination technologisch sinnhafter und im besonderen Maße ästhetischer Aspekte. Das Tragwerk gibt zweifellos dem Gebäude seinen prägnanten architektonischen Charakter.

Das 4-geschossige Gebäude mit einer Höhe von über 16 m und einer Grundfläche von 57×38 m wurde in Stahlbauweise errichtet. Es gliedert sich in eine primäre und sekundäre Tragkonstruktion.

Die Primärkonstruktion besteht aus 10 parallel zueinander angeordneten mehrhüftigen Stahlrahmen, die jeweils durch die dazwischen angeordneten Holzdecken miteinander gelenkig verbunden sind. Die Rahmenstützen bestehen aus quadratisch geschweißten Hohlprofilen mit einer Seitenlänge von 260 mm und Wandungsdicken von 15 – 30 mm.

Die Rahmenriegel sind als „Hutprofil“ ausgebildet, das aus einem geschweißten Kastenträger mit verbreiterten Auflagerflanschen besteht. Um die Verformung in Rahmenebene unter Beachtung der Grenzverformungen des Fassadentragwerks gering zu halten, wurden alle Rahmenecken biegesteif konzipiert. Die Stahlrahmen sind in das Kellergeschoss eingespannt, welches als weiße Wanne herge-

stellt wurde. Die Vertikallasten der Rahmentragwerke werden im Keller weitgehend durch die direkt darunter angeordneten Betonstützen mit Abmessung zwischen $b/d = 24/24 - 40/80$ cm sowie Stahlbetonwandscheiben abgetragen.

Die Rahmenstützen wurden über die gesamte Gebäudehöhe von 16 m durchgehend vorgefertigt und in Höhe der Deckenebenen mit angeschweißten Kragarmen versehen. Die Lage der biegesteifen Schraubverbindungen der Rahmenriegel untereinander orientierte sich an dem Momentenverlauf in der Rahmentragwerke.

Alle Deckenebenen über dem Erdgeschoss wurden als Holzdecken hergestellt. Die vorelementierten Deckenelemente mit den Regelmaßen von $2,0 \text{ m} \times 5,2 \text{ m}$ spannen als Einfeldsystem zwischen den Rahmenriegeln. Die Deckenelemente bestehen aus Vollholzrippen mit Querschnitten von $6/20$ cm im Abstand von 50 cm, die werkseitig mit der oberen und unteren Holzwerkstoffplatte kraftschlüssig durch eine Nagelpressleimung verbunden wurden. Die 3-Schicht-Platten mit einer Dicke von 26 mm auf der Oberseite und 20 mm auf der Unterseite werden somit über die Vollholzrippen zu einem statisch wirksamen Gesamtquerschnitt verbunden. Die Gesamthöhe des tragenden Querschnitts der Holzdecken beträgt 24,6 cm.

Die Auflagerung der Holzdeckenelemente auf den Hutprofilen der Stahlriegel erfolgte mit Bi-Trapezlager. Diese elastischen Trennlager sorgen für die Schallentkopplung der körperschall-beanspruchten Holzdecken sowie die Aufnahme von Ausführungstoleranzen. Die Holzdeckenelemente sind als Scheibe ausgebildet. Die Elementstöße wurden mit Passplatten auf der Baustelle vernagelt.

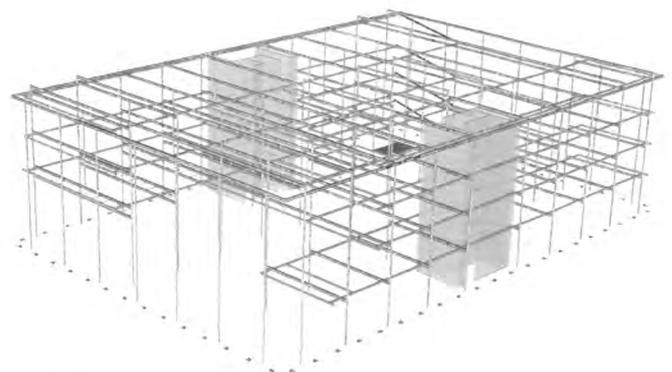


Bild 2: Isometrie der Stahlkonstruktion (VHT)

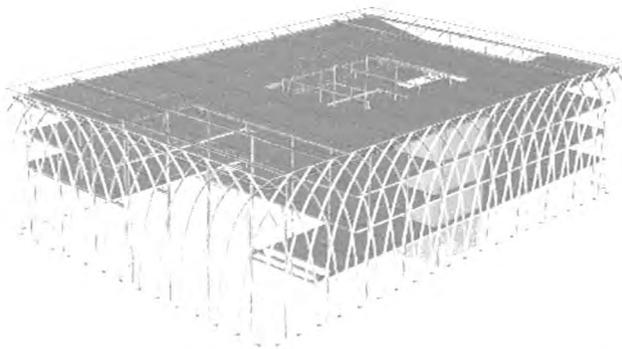


Bild 3: Isometrie mit Holzdecken und Rautenkonstruktion (VHT)

Die Landesvertretung weist großflächige Wintergärten und ein Innenatrium auf. Im Bereich des Vortragsaals wurde zur Überbrückung der Spannweite und Abfangung der Rahmenriegel aus dem Obergeschoß ein gedrungener Fachwerkträger angeordnet. Die Verminderung der Steifigkeit der Rahmenachsen im Bereich des Vortragsaals wird durch die Auflösung der Stützen in ein Stützenpaar kompensiert.

Flächentragwerk der Gebäudehülle

Die auf das Gebäude einwirkenden Lasten aus Wind gegen die Fassadenebene, der Windlasten aus dem Windverband der Dachebene (Längsfassadentragwerk) und die Aufnahme des Eigengewichts der Glasfassade werden durch die Holz-Rauten-Parabel-Konstruktion aufgenommen. Speziell für diese Bauaufgabe wurden Strukturuntersuchungen für aufgelöste Holztragwerke durchgeführt. Diese führten zur Ent-

wicklung eines hochgradig statisch unbestimmten Tragwerks, das sich aus einer Schar von überlagernden Parabelbögen ergibt. Diese begünstigen durch den flachen Auslaufwinkel der Stäbe im Kopfbereich die Einleitung der Horizontalkräfte. Die Holzparabeln der Fassade sind aus einzelnen gekrümmten Brettschichtholzstäben mit einem Querschnitt von $14 \times 22 \text{ cm}^2$ der Güte BS14 zusammengesetzt.

Um den Montageaufwand zu minimieren, wurden an Stelle einer Einzelstabfertigung Teilsegmente gewählt. Die Parabelsegmente wurden in einer Breite von 2,70 m und in einer Höhe von 15,6 m vorgefertigt. Zur Vereinfachung der Montageverbindungen der einzelnen Elemente werden die Elementstöße gelenkig ausgebildet. Die Knotenverbindungen innerhalb der Elemente sind biegesteif, um die statische Unbestimmtheit des Tragwerks zu gewährleisten. Zur Begrenzung der Tragwerksverformung (hohe Anforderungen der direkt befestigten Verglasung) dienen horizontale Rundstäbe in Höhe der Geschossdecken. Die Knotenverbindungen innerhalb der Elemente sind in und gegen die Tragwerksebene biegesteif, an den Stoßpunkten sind die Stahlblechverbindungen gelenkig ausgebildet. An den Fußpunkten leiten gelenkige Lager die Kräfte in die Stahlbetonaußenwände des Kellergeschosses.

Das entwickelte Konstruktionsprinzip der Landesvertretung Nordrhein-Westfalen ermöglicht ein „Haus in Haus“-Konzept. Die Erschließungskerne wurden in einer leichten Stahlkonstruktion geplant. Sie werden nicht, wie üblich, zur Gebäudeausstattung herangezogen, sondern tragen ausschließlich das Eigengewicht der Konstruktion, der Treppen und Aufzüge sowie die notwendigen Verkehrslasten ab. Die Geschossdecken sind von den Erschließungskernen

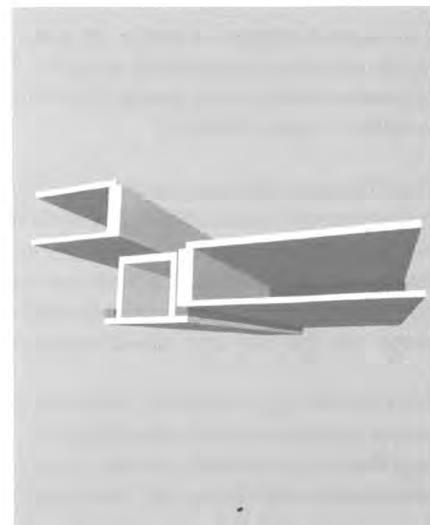


Bild 4: Montage der Stahlkonstruktion und Holzdeckenelemente



Bild 5: Ansicht des Flächentragwerks

entkoppelt, um ungewollte Lastumlagerungen auf die Erschließungskerne zu vermeiden. Restriktionen aussteifender Kernstrukturen bzw. aussteifender Schottungssysteme konventioneller Systeme werden so vermieden.

Die tragenden und aussteifenden Bauteile weisen brandschutztechnische Anforderungen von F30 bei flächendeckender automatischer Löschanlage (Sprinkleranlage nach VdS) auf. Diese reduziert die Brandbeanspruchung der Bauteile sowie die Brandausbreitung. Nur die beiden Treppenträume mussten in der Qualität F90-A mit Brandwandeigenschaften ausgeführt werden. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde von der geplanten Leichtbauweise der Treppentürme abgewichen und in Massivbauweise ausgeführt.

Für das filigrane Fassadentragwerk aus Holz konnte im Bereich der Knotenpunkte nicht eindeutig die Klassifikation F30 nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wurde für das Hülltragwerk eine Stab-Ausfallbetrachtung durchgeführt. Hierfür wurde der ungünstigste eintretende Fall, der lokale Kollaps

der Struktur, betrachtet. Im Bereich eines Knotenpunktes wurden alle angrenzenden Stäbe des Fassadentragwerks entnommen. Es wurde nachgewiesen, dass bei lokalen Ausfällen in verschiedensten Bereichen der Struktur die globale Standsicherheit und Funktionstüchtigkeit gewährleistet wird. Das Hülltragwerk wird weder global noch lokal kinematisch.

Besonderheiten des Rauten-Parabel-Tragwerks

Das System der sich kreuzenden und bereichsweise biegesteif verbundenen Parabelscharen ist auch ohne die horizontalen Rundstäbe aus Stahl-Rohr-Profilen mehrfach statisch unbestimmt. Die Tragfähigkeit dieses Systems kann durch Anpassen der Stabquerschnitte erreicht werden. Die Untersuchungen zeigten jedoch, dass sich die Größe der Stabquerschnitte zur absoluten Tragwerksverformung unterproportional verhält. Um den sehr hohen Anforderungen der Grenzverformung der Glasfassade gerecht zu werden, wurden zur Verformungsbegrenzung die Horizontalstäbe eingefügt, um das „Aufspreizen“ der Parabelbögen zu behindern.

Gebrauchstauglichkeitsuntersuchung, Knotensteifigkeit

Die Gebrauchstauglichkeit, also die verträgliche Verformung des Holztragwerks, wird vor allem durch die zulässigen relativen Verschiebungen der Glasfassade bestimmt. Der ideal biegesteif betrachtete Anschluss der Parabelknoten würde die tatsächlichen Verformungen geringer ausweisen, da sie aufgrund der mechanisch-elastischen Eigenschaften des Holzes und der Anschlussausbildung eine Federsteifigkeit aufweisen. Die rechnerisch ermittelten Verformungen mussten demzufolge erhöht werden. Zur Bestimmung dieses Faktors wurde zunächst eine Grenzwertbetrachtung mit angenommenen Federsteifigkeiten durchgeführt. Um die exakte Federsteifigkeit der Anschlüsse zu ermitteln, wurden in einem zweiten Schritt das von Momenten-Verformungs-Verhalten der Parabelknoten experimentell bestimmt. Diese Untersuchungen wurden von der Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau in Darmstadt durchgeführt.

Die mechanischen Eigenschaften der Stabübelverbindung mit innen liegenden Stahlblechen wurden an Probekörpern in Originalgröße ermittelt. Hierfür wurden die Probekörper in 4-Punkt-Biegeversuchen in beiden Achsrichtungen bis zum Versagen belastet. Die Last-Verformungs-Werte der Knoten wurden dabei kontinuierlich aufgezeichnet und dienten als Grundlage für die Ermittlung der Federsteifigkeit der Verbindung.

Die Erkenntnisse führten zu einer weiteren Optimierung der Knotenpunktausbildung. Schließlich wurde das Verformungsverhalten über die experimentell bestimmte Federsteifigkeit ermittelt und mit der Grenzwertbetrachtung verglichen. Im Gebrauchstauglichkeitsnachweis wurden die erhöhten rechnerischen Verformungen den für die Glasfassade maximal verträglichen Verformungen gegenübergestellt.

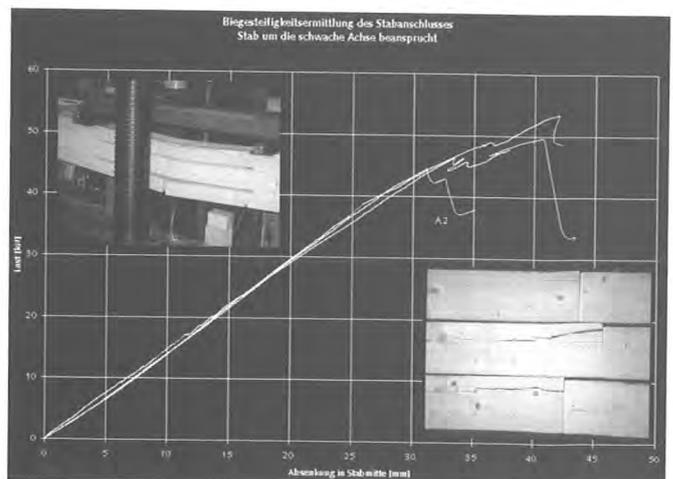


Bild 6: Vier-Punkt-Biegeversuch an Probekörpern der Tragwerksknoten (VHT)

Die Untersuchungen der Tragwerksverformungen aus Schwindvorgängen des Holzes ergab einen, für statisch unbestimmte Systeme typischen, Spannungseintrag aus Zwängungsbeanspruchung. Die untersten Randstäbe erfahren eine beträchtliche Erhöhung der Normalkräfte und die oberen Bogenabschnitte eine beträchtliche Erhöhung der Momente. Diesem Problem begegnete man, indem die Rahmenelemente untereinander einen gleitenden Anschluss in Achsrichtung erhielten. Dadurch konnten die Schwindverformungen fast ungehindert in den einzelnen Segmentabschnitten stattfinden.

An die Anschlüsse des Holz-Rauten-Parabeltragwerks an die Stahlkonstruktion wurden besondere Anforderungen an die Maßhaltigkeit und Ausführungsgenauigkeit gestellt. Da die Verbindungslaschen eine geringe Nachjustierung ermöglichten, wurde für die Holzkonstruktion eine erhöhte Anforderung der Maßhaltigkeit auf +/- 10 mm seitens des ausführenden Holzbauunternehmens gewährleistet.

Insgesamt wurden 7 Hauptlastfälle und 14 Sekundärlastfälle überlagert. Dabei kam der Betrachtung von thermischen und hygri-schen Vorgängen in der Holzkonstruktion (Schwind- und Quellverhalten in der Holzkonstruktion)

sowie der Abschätzung möglicher Imperfektionen und Interaktionseinflüsse des Holz-Stahltragwerks besondere Bedeutung zu.

Ausblick

Durch das von allen Beteiligten umgesetzte Gesamtkonzept dieser neuen innovativen Bauweise eines einzigartigen Tragwerks ist ein Gebäude entstanden, da dem hohen Anspruch des Bauherrn und damit auch der Nutzer genügt. Die Offenheit und Transparenz des Gebäudes lädt zu Gedankenaustausch und Diskussion, nicht nur auf politischer Ebene, ein. Das Bauwerk mit seiner besonderen und eigenwilligen Holz-Stahlkonstruktion wurde mit dem Deutschen Holzbaupreis 2003 ausgezeichnet.

Entwurf des Holztragwerkes, Tragwerksplanung LP 1- 8 und Brandschutzkonzeption des Holztragwerks:

Karsten Tichelmann in PPT

Architekten: *Petzinka Pink Architekten*

Ausführung: *stahl + verbundbau gmbh*

Paul Stephan GmbH

Bauakustik und Sonderzulassungen: *Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau, Darmstadt*

Dipl.-Ing. Johann W. Herlyn

Dipl.-Ing. Johann W. Herlyn
Fraunhofer WKI
Wilhelm-Klauditz-Institut
Holzforschung
Bienroder Weg 54 E
38108 Braunschweig



Die berufliche Laufbahn von Johann W. Herlyn, geboren 1960, begann nach dem Abschluss des Studiengangs Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Braunschweig als Diplom-Ingenieur 1989 als wissenschaftlicher Assistent am Institut für Baukonstruktion und Holzbau der TU Braunschweig. Seit 1994 arbeitet er als Wissenschaftler am Fraunhofer-Institut für Holzforschung, Wilhelm-Klauditz-Institut WKI, in Braunschweig. Als Leiter des Fachbereichs „Bauanwendung Holz/Holzwerkstoffe“ liegen seine Aufgaben in der Entwicklung und Prüfung von Bauelementen oder Baustoffen. Ein Schwerpunkt ist dabei die Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen mit Hilfe von Bewitterungssimulationen.

Wärmedämmverbundsysteme - Was ist bauphysikalisch zu beachten?

Einführung

In der jüngeren Vergangenheit wurden, dem sinnvollen Trend einer diffusionsoffenen Bauart im Holzbau folgend, Wärmedämmverbundsysteme (WDVS) mit Holzfaserdämmplatten als Wärmedämmung eingebaut. Über diese WDVS bestehen, im Vergleich zu bislang im Holzbau eingesetzte, über mehrere Jahrzehnte bewährte WDVS mit Hartschaumplatten, noch keine langjährigen Praxiserfahrungen. Gegenüber Hartschaumplatten weisen Holzfaserdämmplatten extrem niedrige Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen auf. Diese besondere Eignung für eine diffusionsoffene Bauart kann sich bei einer Anwendung in WDVS auf Holzwänden nachteilig auswirken, wenn das WDVS aufgrund seiner hygrischen Eigenschaften nicht die wichtige Funktion des dauerhaften Wetterschutzes nach DIN 68800-2 sicherstellen kann /1/. Da WDVS mit Holzfaserdämmplatten nicht zu den in DIN 68800-2 angeführten Konstruktionen gehören, die ohne zusätzliche Nachweise die Anforderungen an den dauerhaften Wetterschutz erfüllen, sind für diese WDVS besondere Verwendbarkeitsnachweise zu führen.

Wie auch für WDVS mit anderen Wärmedämmstoffen bestehen für WDVS mit Holzfaserdämmplatten keine nationalen Normen, die Anwendungsbereich, Eigenschaften, Bestimmungen für Entwurf, Bemessung und Ausführung etc. für das gesamte System regeln. Daher benötigen WDVS allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen. Die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen beinhalten in den besonderen Bestimmungen u. a. in den zuvor aufgezählten Punkten Regelungen zum Übereinstimmungsnachweis und Vorgaben für Schulungen der ausführenden Unternehmen sowie für schriftliche Bestätigungen über die zulassungsgerechte Anbringung des WDVS für den Bauherrn. Hiermit soll eine schadensfreie Ausführungsqualität, speziell bei Wandöffnungen und Randabschlüssen, sichergestellt werden. Zur Zeit sind für fünf WDVS mit Holzfaserdämmplatten allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erteilt. Weitere Zulassungen sind beantragt. Die zeitweilige baurechtliche Unsicherheit ist somit behoben /2/.

Materialien und Wandaufbauten

WDVS bestehen allgemein aus einem Wärmedämmstoff und einem Putzsystem aus einem Unter- und Oberputz. In den hier beschriebenen WDVS werden Holzfaserdämmplatten nach DIN 68755-1 mit einer Dicke der Einzelplatten, je nach System, zwischen 18 mm und 25 mm eingesetzt /3/. Die Dämmschicht der WDVS besteht aus mehreren Lagen geklebter einzelner Holzfaserdämmplatten mit einer maximalen Schichtdicke von, je nach Zulassung, bis zu

120 mm. Als Unterputze werden bei den meisten zugelassenen WDVS mit einem Armierungsgewebe verstärkte Unterputze in Dicken etwa zwischen 3 mm bis 5 mm eingesetzt. Die Dicken der Oberputze liegen in Abhängigkeit von der Korngröße etwa zwischen 2 mm bis 5 mm. In der Regel werden als Unterputz mineralische Putze und als Oberputze mineralische Putze oder Kunstharzputze als organische Putze verwendet. Die mineralischen Putze können auch organisch vergütet sein. Die Putzsysteme bei WDVS mit Holzfaserdämmplatten sollten bereits Bestandteile von bauaufsichtlich zugelassenen WDVS mit Dämmstoffen aus Hartschaumplatten oder mineralischem Faserdämmstoff für eine Anwendung auf Mauerwerks- oder Betonwänden sein, damit ihre grundsätzliche Eignung, z. B. hinsichtlich Rissfreiheit, nachgewiesen ist.

Die WDVS mit Holzfaserdämmplatten werden entweder direkt auf den Konstruktionshölzern oder auf Beplankungen oder Bekleidungen von Holzwänden angebracht (s. Bild 1a)

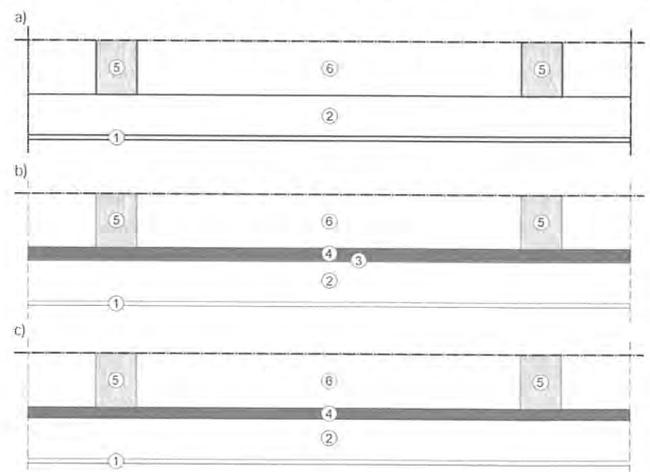


Bild 1:

- a) WDVS mit Holzfaserdämmplatten direkt angebracht auf Konstruktionshölzern (hier Vollholzrippen einer Holztafelwand);
- b) WDVS mit Holzfaserdämmplatten direkt angebracht auf Beplankungen oder Bekleidungen von Holzwänden mit vollflächiger Verklebung
- c) WDVS mit Holzfaserdämmplatten direkt angebracht auf Beplankungen oder Bekleidungen von Holzwänden ohne vollflächige Verklebung

- | | |
|------------------------------|-------------------------|
| ① Putzsystem | ② Dämmstoff im WDVS |
| ③ Klebeschicht (vollflächig) | ④ Plattenwerkstoff |
| ⑤ Konstruktionsholz | ⑥ Dämmstoff im Wandfeld |

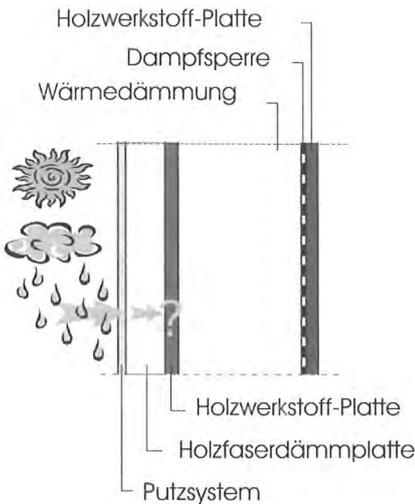


Bild 2: Prinzip der Umkehrdiffusion bei Holzaußenwänden mit WDVS

bis c). Eines der zugelassenen WDVS wird mit Hilfe von Montageleisten die Konstruktionshölzer befestigt. Zu Konstruktionshölzern zählen Vollholzrippen oder Rahmenhölzer von Holztafel- bzw. Holzskelettwänden, aber auch Hölzer in Massiv-Holzbauteilen (Brettsperrholz o. ä.) oder in Brettstapelelementen. Als Plattenwerkstoffe für Beplankungen oder Bekleidungen in Holztafelwänden können, wenn ein Verwendbarkeitsnachweis vorliegt, alle für eine Anwendung im Holzbau geeigneten organisch oder mineralisch gebundenen Platten eingesetzt werden. Bei den Plattenwerkstoffen ist jedoch die Empfindlichkeit gegenüber hygriisch bedingten Längenänderungen zu beachten. So muss z. B. die Verwendung des WDVS auf Spanplatten, OSB oder bautechnische tragende MDF besonders untersucht werden, während die Befestigung auf Gipsbauplatten oder Holzfaserdämmplatten mit begrenzter Schichtdicke ohne zusätzliche Untersuchungen möglich ist. Das gleiche gilt auch für eine Bretterschalung als Untergrund für WDVS mit Holzfaserdämmplatten.

Die WDVS werden auf Konstruktionshölzer mechanisch mit besonderen Schrauben oder Klammern befestigt. Bei Beplankungen oder Bekleidungen werden die WDVS ebenfalls mit mechanischen Verbindungsmitteln und ggf. mit einem Kleber auf dem Untergrund befestigt. Bei geklebten WDVS ist der Einfluss der Klebeschicht auf das Feuchteverhalten der Wand zu beachten (s. **Bild 1b**).

Feuchteverhalten

Die kritische Feuchtebelastung für Wände in Holzbauart mit WDVS ist die sog. Umkehrdiffusion (s. **Bild 2**). Eine Umkehrdiffusion stellt sich in unseren Breitengraden typischerweise in der sommerlichen, vermehrt spätsommerlichen, Jahreszeit ein, in der die höchsten Niederschläge stattfinden. Umkehrdiffusion entsteht, wenn das Putzsystem infolge von Niederschlägen aufweicht und sich anschließend nach einer Erwärmung der Putzoberfläche ein Wasserdampf-

diffusionsstrom, dem Partialdruckgradienten folgend, vom Putzsystem zur Dämmschicht des WDVS und den dahinter liegenden Schichten einstellt. Aber auch ohne die Beanspruchung aus Niederschlägen bewirkt allein die sorptive Aufweitung des Putzsystems, die neben den Materialeigenschaften von der relativen Feuchte der Außenluft abhängt, eine Feuchteänderung im Bauteil infolge der Umkehrdiffusion. Die Diffusionsstromdichte in das Bauteil hängt in erster Linie von der Wasseraufnahme des Putzsystems und dem Wasserdampfdiffusionswiderstand der Dämmschicht, hier der Holzfaserdämmplatte, ab.

Der Wasserdampfdiffusionsstrom führt im Bauteil zu einer Erhöhung der Materialfeuchten infolge sorptiver Feuchteaufnahme und, bei einer Taupunktunterschreitung, auch zu kapillarer Feuchteaufnahme. Eine Umkehrdiffusion ist aufgrund der niedrigen Größenordnung für die Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl μ von etwa 5 bei Holzfaserdämmplatten in WDVS unvermeidlich. Es stellen sich hinsichtlich der Feuchtebeanspruchung die Fragen, in welcher Größenordnung die Materialien aufweichten und ob diese Aufweichtungen infolge einer Rücktrocknung in der Art wieder abgebaut werden, dass sich die Materialfeuchten nicht aufschaukeln. Die Rücktrocknung, also der Wasserdampfdiffusionsstrom vom Bauteilinnern nach außen, hängt in erster Linie vom Wasserdampfdiffusionswiderstand des Putzsystems ab.

Bezüglich der qualitativen Materialeigenschaften lässt sich bei WDVS mit Holzfaserdämmplatten sagen, dass je geringer die Wasseraufnahme und der Wasserdampfdiffusionswiderstand des Putzsystems sind, desto weniger die Holzkonstruktion durch Aufweichtungen infolge einer Umkehrdiffusion gefährdet ist. Die Holzfaserdämmplatten können dabei das Bauteilfeuchteverhalten durch ihre Feuchtespeicherfähigkeit beeinflussen. Im Gegensatz beispielsweise zu mineralischem Faserdämmstoff können Holzfaserdämmplatten sorptiv Feuchte speichern und bis zu

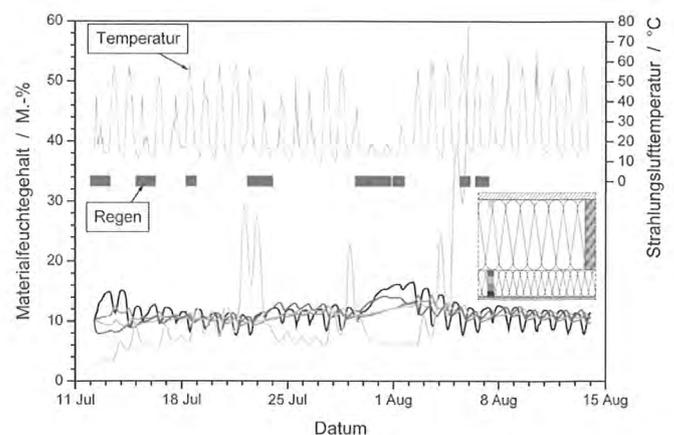


Bild 3: Feuchteverläufe in ausgewählten Elementen einer Holztafelwand mit einem WDVS aus einer Holzfaserdämmung im Feld aus mineralischem Faserdämmstoff

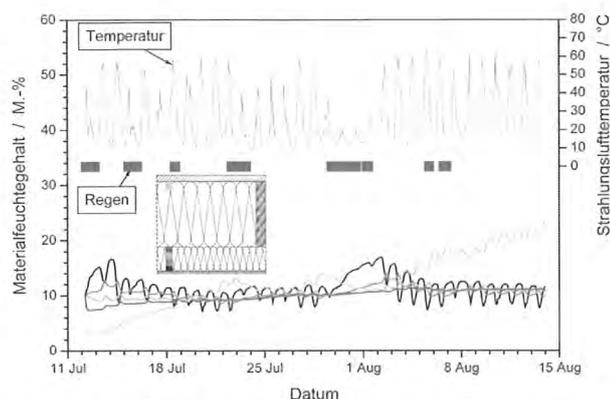


Bild 4: Feuchteverläufe in ausgewählten Elementen einer Holztafelwand mit einem WDVS aus einer Holzfaserdämmung im Feld aus Zellulosefaserdämmstoff

ihrer Sättigungsgrenze auch Aufweichungen aus Umkehrdiffusion aufnehmen und somit Feuchteerhöhungen der hinter dem WDVS liegenden Schichten vermindern. Die Feuchtespeicherfähigkeit kann sich jedoch auch nachteilig auf das Bauteilfeuchteverhalten auswirken, wenn in der Holzfaserdämmplatte gespeicherte Feuchte nicht wieder abgebaut werden kann und dann als zusätzliche Quelle für eine Befeuchtung der hinter dem WDVS liegenden Bauteilschichten wirkt.

Bei der Bewertung der Materialfeuchteänderungen infolge der Umkehrdiffusion ist grundsätzlich zu unterscheiden, ob das WDVS auf Konstruktionshölzern oder auf Plattenwerkstoffen angebracht ist. Bei Konstruktionshölzern, wie Vollholzrippen in Holztafelwänden, dürfen sich nicht über einen längeren Zeitraum Materialfeuchten einstellen, die Voraussetzungen für einen Befall holzerstörender Pilze sind. Dies sind Feuchten über dem Fasersättigungsbereich, der je nach Holzart um 30 M.-% liegt. In der Regel sind in Abhängigkeit von der Pilzart zur Bildung von Keimhyphen Feuchten deutlich über den Fasersättigungsbereich erforderlich. Bei Plattenwerkstoffen ist nicht der maximale Feuchtegehalt, sondern der Feuchtegradient über die Plattendicke für eine Bewertung des Feuchteverhaltens entscheidend. Insbesondere bei organisch gebundenen Platten höherer Rohdichte führen Feuchtegradienten über die Plattendicke zu Verformungen der Platten. Auf der feuchteren Seite dehnt sich die Platte, auf der trockeneren zieht sie sich zusammen, so dass die Platte zur feuchteren Seite bombiert. Bei Plattenwerkstoffen stellen sich somit bereits bei deutlich geringeren Wasserdampfdiffusionsströmen kritische Feuchteänderungen ein als bei Konstruktionshölzern, so dass die Anwendung von WDVS auf Plattenwerkstoffen im Vergleich zu einer auf Konstruktionshölzer die empfindlichere Konstruktion ist.

Die kritische Feuchtebelastung infolge der Umkehrdiffusion ist anhand numerischer Simulationen des Feuchteverhaltens zu erkennen. Bild 3 zeigt die Feuchteverläufe in ausgewählten Elementen einer Holztafelwand mit einem WDVS aus einer Holzfaserdämmplatte und einer Wärmedämmung

im Feld aus mineralischem Faserdämmstoff. Als Klimarandbedingungen wurde Wetterdaten einer Wetterstation in Holzkirchen vom 12.07.1991 bis zum 13.08.1991 verwendet /4/. Für die Berechnung wurden für das Putzsystem Kennwerte für ein organisches Putzsystem eingesetzt. In den Elementen der Holzfaserdämmplatte ist insbesondere im Element zum Putzsystem der Einfluss der Umkehrdiffusion deutlich an den zyklisch auftretenden Feuchtemaxima zu erkennen. Der wirkungsvollste Effekt der Umkehrdiffusion ist am Feuchteverlauf des Elements im mineralischen Faserdämmstoff zur Dampfsperre zu erkennen. Hier führt der Wasserdampfdiffusionsstrom in das Bauteil nach den Regenereignissen am 30. Juli zeitversetzt zu Tauwasserausfall auf der Dampfsperre infolge einer Taupunktunterschreitung. Ein anderes Bauteilfeuchteverhalten ergibt sich rechnerisch, wenn das Feld mit Zellulosefaserdämmstoff an Stelle von mineralischem Faserdämmstoff gedämmt wird (s. Bild 4). Hier verhindert die Feuchtespeicherfähigkeit des Zellulosefaserdämmstoffs mit einer sorptiven Aufnahme des Wasserdampfs aus der Umkehrdiffusion eine Betauung der Dampfsperre. Dafür besteht die Gefahr einer Aufschaukelung der Feuchten im Zellulosefaserdämmstoff.

Langzeitmessungen an einem Objekt unter Praxisbedingungen belegen ebenfalls Materialfeuchteänderungen infolge Umkehrdiffusion. Das untersuchte Objekt liegt in der Beanspruchungsgruppe II nach DIN 4108-3, d. h. dass mit einer jährlichen Niederschlagssumme von 600 mm bis 800 mm zu rechnen ist /5/. Die Messungen erfolgten im regenreichen Jahr 2002. Das Bild 4 zeigt die in einem Bohrloch in einer Holzfaserdämmplatte eines WDVS gemessenen Verläufe der rel. Luftfeuchten und Temperaturen über den gesamten Messzeitraum und über zwei ausgesuchte wöchentliche Abschnitte. Die Messstelle befand sich in einer nach Südwesten orientierten Wand. Im gesamten Messzeitraum lagen die rel. Feuchten etwa zwischen 55 % r.F. und 75 % r.F. (s. Bild 5a). An sommerlichen Tagen folgten auf rel. Luftfeuchten

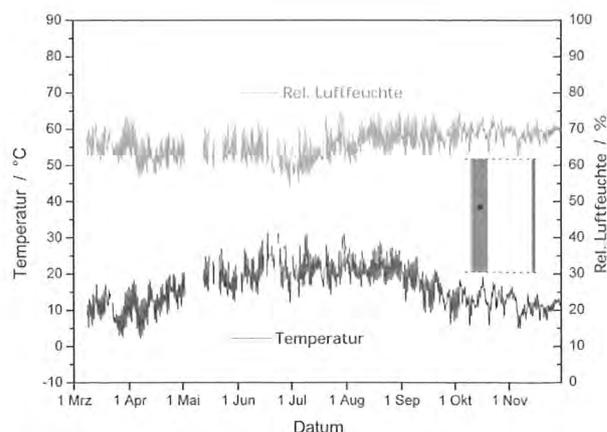


Bild 5a: Unter Praxisbedingungen in einem Bohrloch bei einer Holzfaserdämmplatte eines WDVS gemessene Verläufe der relativen Luftfeuchten und Temperaturen über den gesamten Messzeitraum

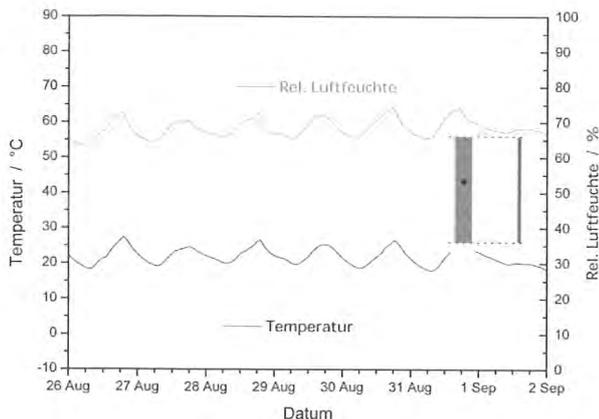


Bild 5b: Unter Praxisbedingungen in einem Bohrloch in einer Holzfaserdämmplatte eines VDVS gemessene Verläufe der relativen Luftfeuchten und Temperaturen während einer Woche mit hohen Außenlufttemperaturen

von etwa 65 % r.F. infolge der Umkehrdiffusion Feuchten von etwa 75 % r.F. (s. Bild 5b), an Tagen mit kühleren Temperaturen stellten sich nach rel. Luftfeuchten von etwa 57 % r.F. Luftfeuchten von etwa 67 % r.F. ein (s. Bild 5c). Das nahezu gleichzeitige Auftreten der Temperatur- und Luftfeuchtemaxima zeigt, dass sich die relative Luftfeuchte nicht aufgrund einer Temperaturabsenkung erhöht, was bei gleich bleibendem absolutem Feuchtegehalt der Luft der Fall wäre, sondern dass eine Feuchtequelle infolge der Umkehrdiffusion eine Erhöhung der Feuchte in der Holzfaserdämmplatte bewirkt.

Das Bild 6 zeigt die Verläufe der Holzfeuchten an zwei Vollholzrippen in der Nähe der Messstelle in der zuvor gezeigten Holzfaserdämmplatte. Die Holzfeuchten wurden elektrisch über die Leitfähigkeit gemessen und unter Kompensation der Temperatur mit einem Messwerterfassungssystem in Stundenintervallen bei einer Mittelwertbildung über eine

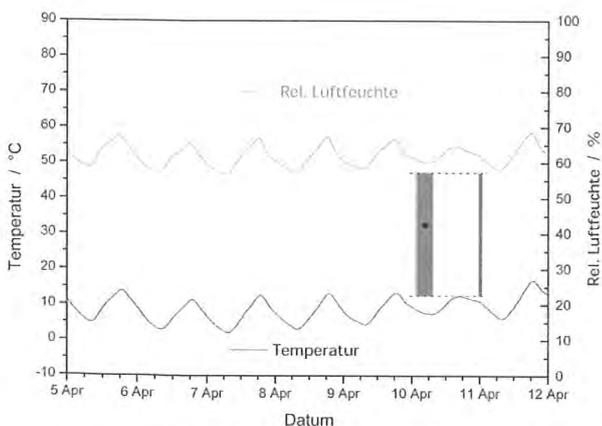


Bild 5c: Unter Praxisbedingungen in einem Bohrloch bei einer Holzfaserdämmplatte eines WDVS gemessene Verläufe der relativen Luftfeuchten und Temperaturen während einer Woche mit geringen Außentemperaturen

Minute gespeichert. Die Messelektroden befanden sich im Holz etwa in einem Abstand von 5 mm zur Holzfaserdämmplatte. Zum Messbeginn hatten die Hölzer unterschiedliche Anfangsfeuchten von etwa 12,0 M.-% an der Messstelle 1 und 16,0 M.-% an der Messstelle 2. Bis Mitte Juli erhöhte sich die Holzfeuchte an der Messstelle 1 um etwa 0,5 M.-%, bei der Messstelle 2 trocknete das Holz um etwa 1,5 M.-%. Anschließend stieg der Holzfeuchtegehalt an beiden Messstellen bis Anfang September um 0,5 M.-% auf etwa 13,0 M.-% an der Messstelle 1 und 15,0 M.-% in der Messstelle 2 an und verlief ohne weitere Änderungen bis zum Ende des Messzeitraums auf diesem Niveau. Die hier gezeigten unkritischen Holzfeuchteverläufe bestätigen die Funktionsfähigkeit des WDVS als dauerhafter Wetterschutz, der bereits zuvor mit Hilfe von Bewitterungssimulationen nachgewiesen worden war.

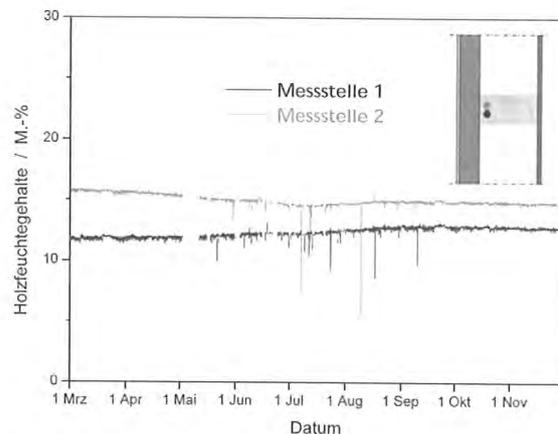


Bild 6: Unter Praxisbedingungen gemessene Holzfeuchteverläufe an zwei Vollholzrippen hinter einem WDVS mit einer Holzfaserdämmplatte

Nachweismethoden

Im Gegensatz zu WDVS mit Hartschaumplatten liegen für WDVS mit Holzfaserdämmplatten keine ausreichenden Praxiserfahrungen im Holzbau vor, so dass insbesondere von der Bauaufsicht der Nachweis einer geeigneten Anwendung gefordert wird. Ein solcher Nachweis kann entweder über die Begutachtung ausgeführter Objekte mit mehrjähriger Standzeit geführt werden oder über Bewitterungssimulationen in Doppelklimaanlagen. Ein Nachweis über ausgeführte Objekte setzt voraus, dass die Gebäude einer intensiven Wetterexposition ausgesetzt sind und für die Auswahl eine ausreichende Grundgesamtheit zur Verfügung steht.

Für Bewitterungssimulationen entwickelte das WKI Bewitterungszyklen zum Nachweis des dauerhaften Wetterschutzes von WDVS für Holzwände. Mit Hilfe numerischer Simulationen wurden auf der Basis typischer, sommerlicher Tagesgänge von Strahlungslufttemperaturen zeitgeraffte Klimabedingungen für künstliche Bewitterungen ermittelt (s. Bild 7). Dabei wurde der Tagesgang der Strahlungsluft-

temperatur für einen repräsentativen Sommertag in der Art geändert, dass sich bei einer Zeitraffung von 24 h auf 16 h die gleichen Oberflächentemperaturen auf der Spanplatte einstellen wie unter nicht zeitgerafften Bedingungen /6/. Die künstlichen Regenereignisse wurden aus Jahressummenkurven für Schlagregen des Testreferenzjahrs 02 abgeleitet. Diese Bewitterungsbedingungen unterscheiden sich deutlich von denjenigen nach ETAG 004 (s. Bild 8), die für europäisch technische Zulassungen von WDVS auf mineralischen Untergründen aus Mauerwerk oder Beton gilt und auch bei nationalen Zulassungen von WDVS auf diesen Untergründen berücksichtigt werden /7/. Von der Bauaufsicht wird den Antragstellern frei gestellt, auch bei einer Anwendung eines WDVS im Holzbau die Verwendbarkeit mit den Bedingungen nach ETAG 004 nachzuweisen. Abweichend von ETAG 004 sind jedoch für einen Verwendbarkeitsnachweis auf Holzwänden zusätzliche Messungen, z. B. des Holzfeuchtegehalts, durchzuführen. Unabhängig von der Wahl der Randbedingungen für die Bewitterungssimulationen ist darauf zu achten, dass die Bewitterungsanlagen, in der Regel Doppelklimakammern, in der Lage sind, in den Phasen zwischen den künstlichen Beregnungen die Kammerluft ausreichend zu entfeuchten, um nicht infolge einer dauerhaften Wasserdampfsättigung der Luft eine über die geplante Beanspruchung hinaus gehende Belastung zu erhalten. Weiterhin werden die nach ETAG 004 erforderlichen fünf Wärme-Kälte-Zyklen beim Nachweis auf Holzwänden nicht nach Abschluss von 80 Wärme-Regen-Zyklen, sondern nach der Hälfte der 80 Zyklen gefahren, um eine Schädigung des Putzsystems infolge Frost-Tau-Wechsels zu untersuchen.

Am WKI stehen für Bewitterungssimulationen mehrere Doppelklimaanlagen zur Verfügung. Bei WDVS, die direkt auf die tragende Holzkonstruktion angebracht werden, können die Untersuchungen in einer Anlage mit einer Prüffläche von etwa 1,0 m² durchgeführt werden. Soll das WDVS direkt auf Plattenwerkstoffe befestigt werden, müssen die Prüfwände zur Beurteilung hygrysch bedingter Plattenverformungen in Originalgröße künstlich bewittert werden. Hierfür kann eine Doppelklimaanlage mit einer Prüffläche bis etwa 20 m² eingesetzt werden.

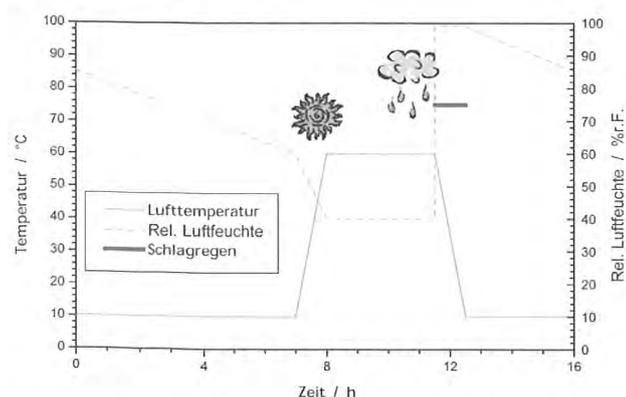


Bild 7: Zeitgeraffte Klimabedingungen für künstliche Bewitterung für WDVS auf Holzwänden (WKI-Zyklen)

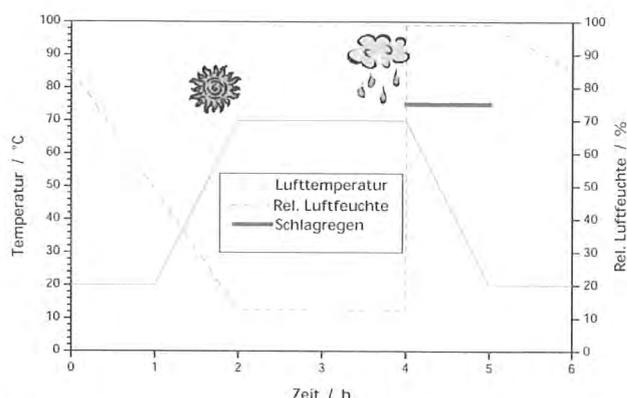


Bild 8: Bewitterungsbedingungen nach ETAG 004 für WDVS auf mineralischen Untergründen aus Mauerwerk oder Beton

Ergebnisse

Die Bilder 9 und 10 zeigen exemplarisch Ergebnisse aus Bewitterungssimulationen unter den zuvor beschriebenen beiden Methoden. Das Bild 9 enthält Holzfeuchteverläufe von Prüfhölzern unter Bewitterungsbedingungen nach den WKI-Zyklen für WDVS auf Wänden in Holzbauart. Die WDVS bestanden aus einem mineralischen und einem organischen Putzsystem. In Prüfhölzern wurde in einem Abstand von 5 mm und 20 mm zur Holzfaserdämmplatte der Feuchtegehalt elektrisch über die Leitfähigkeit gemessen und mit einem Messwerterfassungssystem in Minutenintervallen gespeichert. Die Diagramme zeigen einen Ausschnitt aus insgesamt 80 Zyklen. Während der einzelnen Zyklen ist im Holz deutlich die Feuchteerhöhung infolge der Umkehrdiffusion zu erkennen. Es ist ebenfalls zu sehen, dass in der Messstelle, die sich näher zur Holzfaserdämmplatte befindet, tendenziell höhere Holzfeuchten auftraten als in der 20 mm von der Holzfaserdämmplatte entfernten Messstelle. Hinter dem WDVS mit einem mineralischen Putzsystem wurden geringfügig höhere Holzfeuchten gemessen als beim WDVS mit einem organischen Putzsystem.

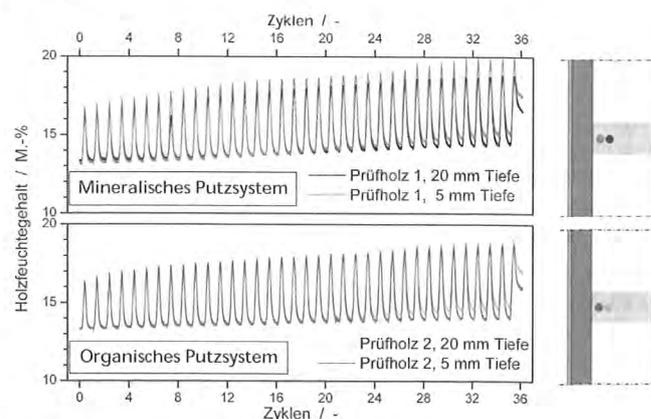


Bild 9: Holzfeuchteverläufe in Prüfhölzern unter Bewitterungsbedingungen nach WKI-Zyklen

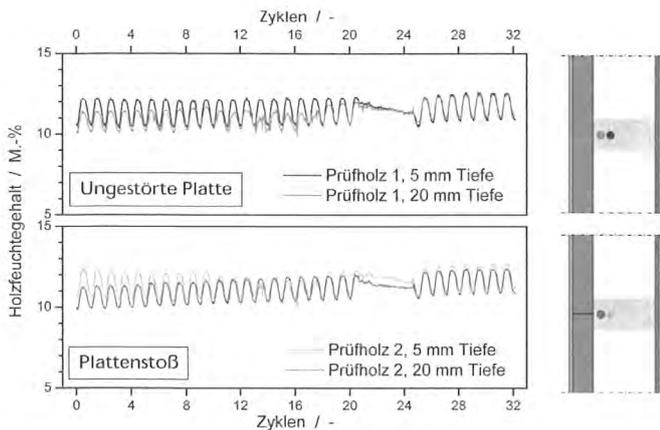


Bild 10: Holzfeuchteverläufe in Prüfhölzern unter Bewitterungsbedingungen nach ETAG 004

Das **Bild 10** zeigt das Holzfeuchteverhalten von Prüfhölzern hinter einem WDVS mit Holzfaserdämmplatten, das neben anderen Randbedingungen auch während 32 Zyklen nach den Bedingungen der ETAG 004 bewittert wurde. Zwischen dem 22. und 24. Zyklus trat eine Störung des Regelprogramms auf. Bei diesen Holzfeuchtemessungen ist ebenfalls der Einfluss der Umkehrdiffusion deutlich anhand der zyklisch auftretenden Feuchtemaxima zu erkennen. Das Putzsystem bestand aus einem organisch vergüteten Unterputz und einem mineralischem Oberputz. Um einen Einfluss eines Stoßes in der Holzfaserdämmplatte zu untersuchen, befand sich das Prüfholz 2 hinter einem Plattenstoß, während das Prüfholz 1 hinter einem ungestörten Bereich eingebaut war. Die ermittelten Holzfeuchteverläufe zeigen keinen auffälligen Unterschied zwischen den beiden Prüfhölzern, so dass eine Beeinflussung auf das Feuchteverhalten durch einen Plattenstoß ausgeschlossen werden kann. Weiterhin fällt bei den im Vergleich zu den unter den moderateren Bedingungen ermittelten Holzfeuchteverläufen nach Bild 9 auf, dass trotz der härteren Bewitterungsbedingungen geringere Holzfeuchten auftraten. Dies weist nochmals darauf hin, dass das Feuchteverhalten der Materialien hinter dem WDVS in erster Linie von den hygrischen Eigenschaften des Putzsystems abhängt.

Bei keinem der hier gezeigten WDVS traten während der Bewitterungssimulationen in den Prüfhölzern kritische Feuchtegehalte auf, die z. B. einen Pilzbefall ermöglichen. Im Gegensatz hierzu enthält das **Bild 11** Holzfeuchteverläufe auch über den Fasersättigungsbereich hinter einem WDVS mit Holzfaserdämmplatten und vier Putzsystemen, die sich bei jeweils gleichem Unterputz durch die Oberputze unterschieden. Bei elektrisch ermittelten Holzfeuchten um oder über den Fasersättigungsbereich ist die Einsatzgrenze des Messverfahrens zu beachten. In der Nähe und ab dem Fasersättigungsbereich können aufgrund der bis zu mehreren Zehnerpotenzen zunehmenden elektrischen Leitfähigkeit keine hinreichend genauen Holzfeuchten ermittelt werden, sondern nur noch tendenzielle Feuchteänderungen an-

gegeben werden. Die Ergebnisse aus Bild 11 wurden in einer Bewitterungsanlage nach den moderateren WKI-Zyklen ermittelt. Die Anlage konnte jedoch in den Ruhephasen nicht ausreichend entfeuchten. Dadurch war auch in den Phasen zwischen den Beregnungen ein hohes Wasserdampfpartialdruckgefälle von der Putzaußenseite in das Bauteil vorhanden, das keine ausreichende Trocknung der Prüfhölzer zuließ und das bis auf das Holz hinter dem Silikonputz zu einer Aufschaukelung der Feuchtegehalte in Größenordnungen führte, die bei einer Bewertung des dauerhaften Wetterschutzes auf der Grundlage der hier ermittelten Ergebnisse zu einer Ablehnung der Putzsysteme geführt hätte. Auf der Basis von Objektuntersuchungen hat sich das WDVS mit den Putzsystemen jedoch bewährt. Dies zeigt, dass Bewitterungssimulationen unter unzureichenden Bedingungen zu falschen Ergebnissen für eine Bewertung von WDVS mit Holzfaserdämmplatten führen können. Auf die Gefahr einer unangemessenen Beanspruchung in künstlichen Bewitterungen wurde bereits im Zusammenhang von mineralischen Faserdämmstoffen in WDVS hingewiesen /8/.

Als abschließendes Beispiel wird in **Bild 12** das Verformungsverhalten von zwei 16 mm dicken Spanplatten hinter einem WDVS mit Holzfaserdämmplatten dargestellt. Die Prüfwände wurden nach den vom WKI entwickelten Klimarandbedingungen bewittert. Die Spanplatte 1 war hinter einem WDVS mit einem mineralischen Unter- und Oberputz eingebaut, die Spanplatte 2 hinter einem WDVS mit einem mineralischen Unterputz und einem Sikikatputz als Oberputz. Das WDVS war auf Ein-Raster-Wandtafelelementen angebracht, deren Gefache mit mineralischem Faserdämmstoff gedämmt waren. Die Verformungen wurden zwischen den Rippen in halber Wandhöhe mit indirekten Wegaufnehmern gemessen. Die Wegaufnehmer waren auf

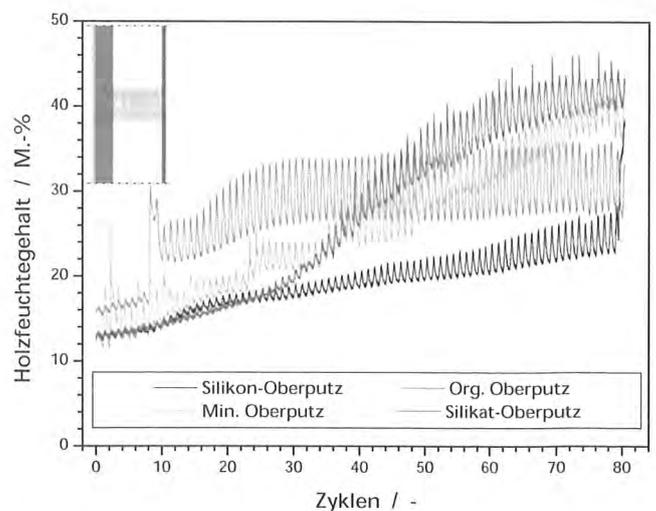


Bild 11: Holzfeuchteverläufe in Prüfhölzern hinter einem WDVS mit Holzfaserdämmplatten mit vier unterschiedlichen Putzsystemen in einer nicht klimatisierten Bewitterungsanlage

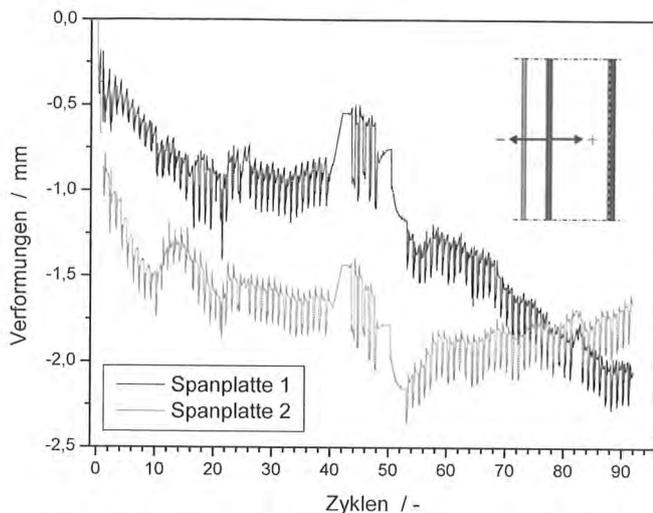


Bild 12: Verformungsverhalten von zwei Spanplatten hinter einem WDVS mit einem mineralischen Oberputz und einem Silikatputz als Oberputz unter Bewitterungsbedingungen nach den WKI-Zyklen

die nach innen weisende Spanplattenoberfläche aufgesetzt. Eine negative Verformung bedeutete eine Bewegung der Spanplatte nach außen, die z. B. stattfindet, wenn sich die äußere Spanplattenzone infolge einer Aufwechtung ausdehnt und die Platte nach außen bombiert. Auch bei den Verformungen der Spanplatten war die Wirkung der Umkehrdiffusion gut zu erkennen. Tendenziell wölbten sich beide Spanplatten nach außen mit einem mittleren Bogenstich von etwa 2 mm auf. Bis zu den fünf Wärme-Kälte-Zyklen, die nach 40 Wärme-Regen-Zyklen aufgebracht wurden, verformten sich die Spanplatten qualitativ ähnlich. Ab den Wärme-Kälte-Zyklen verformte sich die Spanplatte 1 weiter nach außen, während die Platte 2 sich zunächst bei einer mittleren Verformung von etwa 2 mm stabilisierte und dann zum Versuchsende sich wieder leicht zur Innenseite verformte. Eine Erklärung hierfür kann ggf. an dem mineralischen Putzsystem vor der Spanplatte 1 gefunden werden, das vermutlich empfindlicher auf einen Frost-Tau-Wechsel reagierte als das Putzsystem mit einem Silikatputz.

Zusammenfassung

Als eine der Neuentwicklungen für eine diffusionsoffene Bauart im Holzbau werden seit mehreren Jahren WDVS mit Holzfaserdämmplatten eingebaut. Die WDVS müssen dabei die Funktion des dauerhaften Wetterschutzes nach DIN 68800-2 für die Holzkonstruktion erfüllen. Da DIN 68800-2 WDVS mit Holzfaserdämmplatten nicht als Konstruktion enthält, die ohne zusätzliche Nachweise die Anforderungen an den dauerhaften Wetterschutz erfüllt, sind für diese WDVS besondere Verwendbarkeitsnachweise zu führen. Die zur Zeit bauaufsichtlich zugelassenen fünf WDVS bestehen aus unterschiedlichen Putzsystemen und Holzfaserdämmplatten nach DIN 68755-1. Die Putzsysteme unterscheiden sich hin-

sichtlich der hygrischen Eigenschaften, wie Wasseraufnahme und Diffusionswiderstand. Die Holzfaserdämmplatten weisen in erster Linie unterschiedliche Rohdichten und Techniken zur Verklebung der einzelnen Platten als gesamte Dämmschicht im WDVS auf.

WDVS mit Holzfaserdämmplatten können entweder direkt auf lastabtragende Konstruktionshölzer, z. B. Rippen von Holztafelwänden, oder auf lastabtragende oder gebäudeaussteifende Plattenwerkstoffe angewendet werden. Von der Anwendung hängt die Empfindlichkeit des Holzbauteils gegenüber Feuchtebeanspruchungen ab, die sich bei WDVS in erster Linie infolge der Umkehrdiffusion einstellen. Eine Umkehrdiffusion entsteht allgemein für WDVS, wenn sich das Putzsystem aus Niederschlägen aufwechtet und anschließend nach einer Erwärmung der Putzoberfläche ein Wasserdampfdiffusionsstrom vom Putzsystem zur Dämmschicht des WDVS und den dahinter liegenden Schichten stattfindet.

Daher ist zum Nachweis des dauerhaften Wetterschutzes bei WDVS mit Holzfaserdämmplatten das Feuchteverhalten des gesamten Holzbauteils infolge Umkehrdiffusion nachweisen. Der Nachweis kann entweder über die Begutachtung ausgeführter Objekte oder mit Hilfe von Bewitterungssimulationen geführt werden. Bei den Bewitterungszyklen können als Belastungszyklen speziell für Holzwände mit WDVS entwickelte Zyklen oder Zyklen nach ETAG 004 nachgestellt werden.

Ergebnisse aus Bewitterungssimulationen belegen deutlich, auch anhand numerischer Simulationen und Praxismessungen, erkennbaren Einfluss der Umkehrdiffusion auf das Feuchteverhalten. Als Folge der Feuchteänderungen sind auch Plattenverformungen als Bombierung aus der Wandebene erfassbar. Das Feuchteverhalten hängt zum einen von den hygrischen Putzeigenschaften aber auch von den vorhandenen Klimarandbedingungen während der Bewitterungssimulation ab. So sollten für künstliche Bewitterungen an WDVS mit Holzfaserdämmplatten nur Klimasimulationsanlagen eingesetzt werden, die auch in der Lage sind, die Luft in der Klimakammer zwischen den Regenereignissen ausreichend zu entfeuchten.

Der dauerhafte Wetterschutz von WDVS mit Holzfaserdämmplatten kann über Bewitterungssimulationen in geeigneten Anlagen nachgewiesen werden. Dabei muss im Einzelfall das Feuchteverhalten des gesamten Bauteils beurteilt werden. Die Beurteilungen aus Bewitterungssimulationen stimmen mit Erfahrungen aus der Praxis überein.

Anhand des beschriebenen Feuchteverhaltens von Wänden in Holzbauart mit WDVS lassen sich folgende feuchteschutztechnisch günstige Konstruktionsaufbauten ableiten.

Generell gilt auch für Wände mit WDVS möglichst diffusionsoffen zu bauen. Da der Diffusionsoffenheit nach

außen durch das Putzsystem mehr (bei Kunstharzputzen) oder weniger (bei mineralischen Putzen) Grenzen gesetzt sind, sollte nach innen möglichst dampfdiffusionsoffen konstruiert werden, um außerplanmäßige Auffeuchtungen rasch abbauen zu können. Hierbei spielt auch die Feuchtespeicherfähigkeit des Wärmedämmstoffs in der Wand eine Rolle. Wie z. B. auch bei Dächern sollte umso diffusionsoffener gebaut werden, desto höher die Feuchtespeicherfähigkeit des Dämmstoffs ist. Dabei ist jedoch auch zu beachten, dass im Winter keine unzuträglichen Auffeuchtungen in der Wand infolge Tauwasserbildung auf einem Wasserdampfdiffusionsstrom von innen nach außen auftreten. Es ist in jedem Fall ein rechnerisch Nachweis zu führen, ggf. ist ein unkritisches Feuchteverhalten mit Hilfe numerischer Simulationen nachzuweisen.

Ein wesentlicher Unterschied besteht bei der Anwendung von WDVS auf Wänden in Holzbauart hinsichtlich der Beschaffenheit des Untergrundes unter dem WDVS, der entweder aus der tragenden Holzkonstruktion, z. B. Vollholzrippen, oder einer Beplankung, z. B. einer Holzwerkstoffplatte, bestehen kann. Die feuchteschutztechnisch robustere Anwendung ist die Montage direkt auf der tragenden Holzkonstruktion, da sich hier Feuchteänderungen einstellen, die einen deutlichen Abstand zu kritischen Feuchten, die einen Pilzbefall ermöglichen, aufweisen. Weiterhin wird das WDVS deutlich weniger von Verformungen aus der Holzkonstruktion beansprucht. Diese Beanspruchung tritt hingegen bei einer Montage des WDVS auf einer Holzwerkstoffplatte auf. Hier können schon geringe Feuchtegradienten über die Plattendicke zu einem Beulen der Platte aus der Ebene führen. Diese Verformungen sind von der Holzfaserdämmplatte ab einer bestimmten Größenordnung nicht mehr aufnehmbar und können dann das Putzsystem beschädigen.

Konstruktiv sind die Verformungen aus der Plattenebene kaum vermeidbar. Die Plattengröße kann nicht beliebig variiert werden, um die Tragfähigkeit der Beplankung nicht zu beeinträchtigen. Auch die Befestigung der Platte mit den Rippen hat keinen entscheidenden Einfluss auf das Beulverhalten infolge Feuchteänderungen. Sowohl eine sehr steif angeschlossene Platte, z. B. mit einer Verleimung, als auch eine weniger steif verbundene Platte, z. B. mit der nur statisch erforderlichen Anzahl von Klammern, würde sich infolge der Zwängungskräfte verformen. Daher bleibt als einzig sichere Maßnahme bei einer Befestigung eines WDVS direkt auf einer Beplankung die Feuchteänderungen in der Beplankung so gering wie möglich zu halten.

Eine Entkopplung des WDVS vom Untergrund ist konstruktiv zu aufwendig und wird daher in der Praxis nicht umgesetzt. Es liegen auch noch zu wenig Erfahrungen, sowohl in der Praxis als auch in der Forschung und Entwicklung, über

das Feuchte- und Verformungsverhalten vor, die auch quantitative Aussagen, z. B. über zulässige Untergrundverformungen, ermöglichen. Dies bedeutet, dass die Reserven der WDVS nicht quantitativ bekannt sind. Die bisherigen Praxiserfahrungen zeigen jedoch, dass WDVS in der Lage sind, die üblichen bau- und nutzungspraktischen Randbedingungen schadlos zu überstehen. Dies setzt aber die Beachtung grundlegender "Holzbauweisheiten" voraus, und dazu zählt in erster Linie der Einsatz von Materialien mit Einbaufeuchten, die denjenigen während der Nutzung in etwa entsprechen. Dies sind z. B. für Vollholz Feuchten um 15 M.-%, d. h., dass das Holz vor dem Einbau zu trocknen ist. Bei einigen Holzwerkstoffen ist hingegen zu beachten, dass diese nach der Herstellung Feuchten unter 10 M.-% aufweisen können, daher sollte hier versucht werden, die Platten vor dem Einbau in einem entsprechenden Klima zu lagern.

WDVS haben als von Temperatur, Wasser, Luftgasen, Wind, UV-Strahlung usw. hoch beanspruchte Bauteilkomponente einiges auszuhalten. Werden jedoch sowohl die grundlegenden konstruktiven Voraussetzungen des Holzbaus als auch die bauphysikalischen Besonderheiten beachtet, funktionieren WDVS mit Holzfaserdämmplatten dauerhaft - unter der Voraussetzung eines sorgfältig ausgeführten Untergrundes.

Quellen

- /1/ DIN 68800-2 Holzschutz - Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau (1996-05)
- /2/ Radovic, B.: Prüfen, was das Zeug hält. Quadriga, H. 3, 2000, S. 37-39
- /3/ 68755-1 Holzfaserdämmstoffe für das Bauwesen - Teil 1: Dämmstoffe für die Wärmedämmung (2000-06)
- /4/ Schliesing, S.: Numerische Simulation des Feuchteverhaltens moderner Wand- und Dachkonstruktionen in Holzbauart. Diplom-Arbeit, Fraunhofer-Institut für Holzforschung WKI u. Fachhochschule Eberswalde, 2003
- /5/ DIN 4108-3 Wärmeschutz und Energieeinsparung in Gebäuden - Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz; Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweis für Planung und Ausführung (2001-07)
- /6/ Herlyn, J.W.: Simulationsmodelle für Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen von Holzbauteilen durch künstliche Bewitterung. Bauphysik, H. 3, 2002, S. 157-160
- /7/ ETAG 004 Leitlinie für Europäische Technische Zulassungen für Außenseitige Wärmedämm-Verbundsysteme mit Putzschichten. EOTA, Ausgabe März 2000, hrsg. vom Deutschen Institut für Bautechnik, Berlin, 2001
- /8/ Bagda, E.: Hygrothermische Erfahrungen mit der Prüfwanne nach UEATc. Bauphysik, H. 10, 1988, S. 113-116

Dipl.-Ing. (FH) Klaus Fritzen

Bruderverlag Albert Bruder GmbH & Co. KG
Redaktion „bauen mit holz“
Bismarckstraße 21
76133 Karlsruhe
Tel.: 0721/91388-20
Fax: 0721/91388-99
E-Mail: Red.bauenmitholz@bruderverlag.de



1954	Geboren in Saarlouis/Saarland
1973	Abitur
1973 - 1974	Wehrdienst
1974 - 1976	Zimmererlehre
1976 - 1979	Studium Bauingenieurwesen Fachhochschule Trier
1979 - 1982	Ingenieurbüro Stabel (Industriebau), Bergisch-Gladbach
1982 - 1988	Referent für Holzbau beim Bund Deutscher Zimmermeister im ZDB, Bonn
1988 - 1991	Freiberuflicher Beratender Ingenieur, St. Augustin
seit 1991	Bruderverlag, Karlsruhe, Verlagsleitung Technik und Chefredaktion der Fachzeitschrift „bauen mit holz“

Verbindungsmöglichkeiten im Holzbau.

Ein aktueller, bewerteter Anwendungs-Überblick mit Ausblick

Der Versuch alle möglichen Verbindungstechniken im Holzbau kompakt darbieten zu wollen ist – trotz redlichen Bemühens – bis dato nicht gelungen. Die unvollendeten Arbeiten wären zudem während einer dreiviertel Stunde nicht vorstellbar, vielleicht auch unvorstellbar.

Die Arbeiten sind nicht aufgegeben und werden wohl auch absehbar in ein vorstellbares Ergebnis münden.

Hier will das Augenmerk auf wesentliche, grundsätzliche Veränderungen in der Holzverbindungstechnik gelegt werden, die zum Teil nicht vordergründig erkennbar sind. Die von den Erfindern oder Entwicklern vorgedachten Anwendungen versperren stellenweise offenbar den Erfindern und Verwendern durch Vordefinitionen die Erschließung der gegebenen Möglichkeiten. Mechanisches „Verbindungsmitel“ will hier verstanden werden als ein Mittel, welches zwei Teile gleicher oder verschiedener Eigenschaften ohne stoffliche Veränderungen form- und kraftschlüssig aneinander fügt.

Holz(bau)schwächen: „Nicht-Druck“-Verbindungen

Ein ganz kurzer Rückblick sei wegen seiner Wichtigkeit gestattet. Hier wollen nur die mechanischen Holzverbindungen behandelt werden.

Druckanschlüsse

Um Holz mit Holz druckfest zusammenfügen zu können genügt - seit Jahrtausenden praktiziert - der Druckkontakt. Auch Verbindungen zu anderen, tragenden Werkstoffen im Bauwesen lassen sich leicht und billig druckfest zwischen Holz und dem Anderen herstellen. Zumeist ist „das Andere“ natürlicher Stein, künstlicher Stein, Mörtel/Beton, Metalle usw. „fester“, d.h. tragfähiger als das Holz. Somit orientierte sich über Jahrtausende die Anschluss- oder Verbindungstechnik „auf Druck“ am Holz und seinen Eigenschaften. Bei Holz-Holz-Druck-Verbindungen wurde die „schwächere“

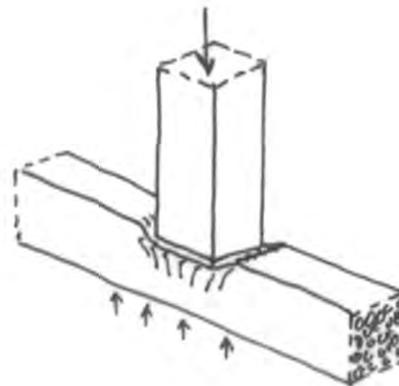


Bild 1: Strukturbedingte Querschnitts-Druckschwäche, die Folge: dicke Pfosten

Holzorientierung sehr frühzeitig als die maßgebliche erkannt und entsprechend baukonstruktiv umgesetzt. (Bild 1)

Zuganschlüsse

Die geradezu jämmerlichen Eigenschaften von Holz, Zugkräfte nur unter Einsatz des "Eigenmaterials" übertragen zu können, führte sehr früh zu Techniken unter Verwendung von "Verbindungsmiteln". Das Verbinden von Hölzern mittels geeigneter Seilstrukturen kann als erste Holzverbindungstechnik mit mechanischen Verbindungsmiteln vermutet werden. Sinnvoll eingeschlagene Kerben zuzüglich der Bänder (Binder!) dürften der nächste Entwicklungsschritt gewesen sein (Bild 2). Die Optimierung der Kerben + Bindung zu einfachen Zugblättern erlaubt auch im modernen Holzbau nur eine Ausnutzung der stabförmigen Holzmasse zu weniger als 30% (Bild 3). Allerdings wird auch an mancherlei Verbindungsstellen nicht mehr Anschlussvermögen benötigt und der Stab dennoch zu beinahe 100% Tragvermögen ausgenutzt.

Es wurden vielerlei höchst raffinierte Holz-Holz-Druck-Kontakt-Verbindungen mit Zug-Verbindungscharakter erdacht, die alle nicht über ca. 40% der Holzausnutzung hinaus kom-

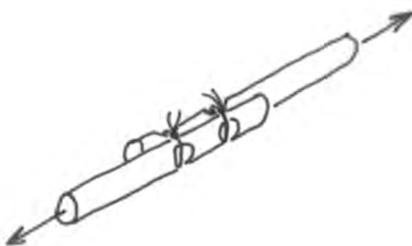


Bild 2: Zugverbindung erster handwerklicher Prägung

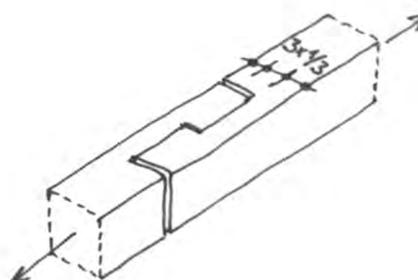


Bild 3: Grundkonzept zur Zugkraft-Verbindung nur mit Druck- und Schub-Mitteln

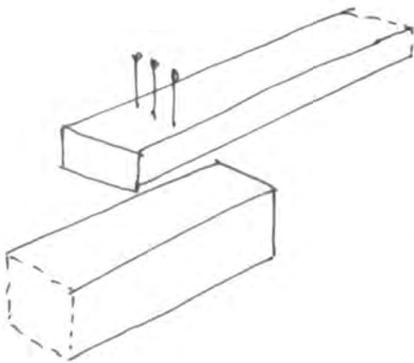


Bild 4: Mehr-ebenen-Konzept: Holz-Stifte, Holz, dick, umständlich, nicht elegant

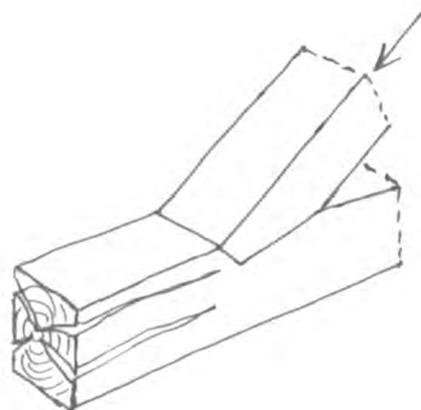


Bild 6: Holzstörungen mindern Schubtragfähigkeit

men konnten. Der Holznagel dann der Bolzen bzw. Stabdübel, Dübel besonderer Bauart und zuletzt Nägel, verbesserten die Zug-Scher-Anschluss-Fähigkeiten von Holz wesentlich.

Die Verbindungen Holz - Stift (oder Teller) - Holz zeigten sich von ca. 1925 bis ca. 1975 gut leistungsfähig. Sie hatten – ausgenommen den „Dübelbalken“ – den Nachteil von zwei oder mehr Ebenen zur Herstellung von Verbindungen. Die Holz-Holz-Anschlüsse in mehreren Ebenen waren dick bzw. breit und arbeitsaufwändig. Sonderlich ästhetisch waren sie auch nicht anzuschauen, eher bäuerlich-praktisches Ambiente. (Bild 4)

Queranschlüsse

Zum „Queranschluss“ gab es bis zur Erfindung des Balkenschuhs außer dem Auflegen und dem Zapfen keine Anschlussmöglichkeit. Es blieben bis vor ganz kürzlich die Holz bedingten Anschluss-Probleme des Querzugs und des Schubs. (Bilder 5 u. 6)

Vom Holzbau zum Stahlbau mit Holz

Die späte Industrialisierung von Holzbaukonstruktionen führte zu Verbindungssystemen, die an den problematischen Stellen Holz-Stahlbau-Holz-Verbindungen darstellten und noch weit reichend darstellen.

Bis vor wenigen Jahren wurde die moderne Holzverbindungstechnik regelmäßig durch folgendes Muster geprägt (Bild 7):

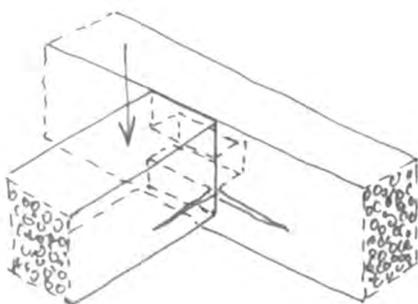


Bild 5: Strukturbedingte Querzug-Schwäche

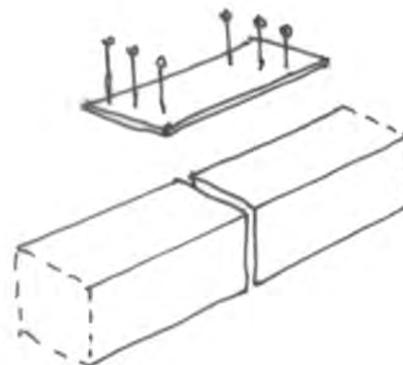


Bild 7: Ein-Ebenen-Konzept: Holz Stifte – Stahl – Stifte – Holz

- orthogonale Anordnung
- Stifte einerseits
- Stahlplatte, eventuell gefaltet oder räumlich zusammengesetzt
- Stifte andererseits

Die Systeme unterscheiden sich im wesentlichen durch folgende Qualitäten:

- außen aufgebracht oder eingeschlitzt, „selbstlochend“ oder gebohrt;
- Blechdicke (siehe Tabelle 1)

Die Verbindungsmittel korrespondierten stets mit den Holzbearbeitungsmöglichkeiten. Aus dem Bohren entwickelten sich große Bohrungen (Kübler-Dübel). Vom Sägen kam es zum Schlitzeln, wobei die erste "Schlitzvariante" mit schmalen Schlitzeln für die Stahlblech-Holz-Nagel-Bauweise durch die Sägeblattdurchmesser begrenzt war. Von der Kettensäge kam es zu leistungsfähigen Schlitzfräsen, die die Voraussetzung für den Siegeszug der dicken, eingeschlitzten Bleche mit Stabdübeln war usw.usw.

Mit den Nagelplatten deutete sich ein Innovationsgrundkonzept an, das lange nicht weitere "Geschwister" fand: Die Zusammenfassung aller Anschlusskomponenten zu einem einzigen Teil.

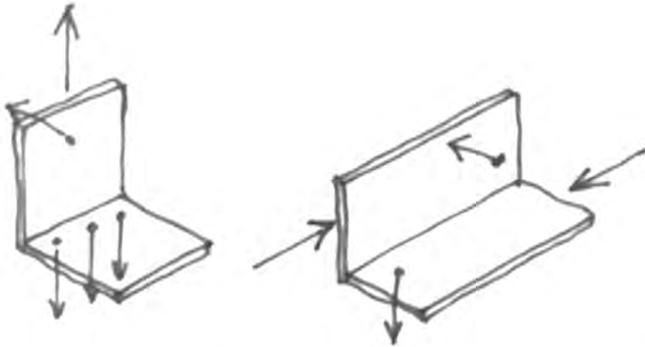


Bild 8: Prinzip Zug in Stiftachse bei Stahlblechformteilen

Holzschrauben-Verbindungen waren bis vor rund 25 Jahren die einzige Möglichkeit planmäßig nennenswerte Zugkräfte quer zur Holzfaser mechanisch anzuschließen, sieht man von der Nagelung bei Koppelpfetten oder Windsogverankerungen ab. Wegen des notwendigen Bohrens des Stufenloches waren diese Verbindungen allerdings wenig beliebt.

Mit den Schraub- dann den Rillennägeln konnten größere Zugkräfte „selbstlochend“ „quer“ ins Holz eingetragen werden. Stahlblechformteile in großer Vielfalt wurden entwickelt, die die Quersugtragfähigkeit der Nägel nutzten (**Bild 8**).

Die Historie lässt sich für Deutschland etwa nach **Tabelle 1** zusammenfassen:

Tabelle 1: Überblick: Entwicklung tragender, mechanischer Holzverbindungen

Zeit	Bauart/Sytem	Blechdicke/ Blechlage	Blechform	Stifte	Lochung
bis ca. 1920	Holz-Holz- Verbindung/ Bolzenver- bindungen	dick, außen	Walzprofile, Schmiede- teile	Bo	gebohrt
ab ca. 1920	Anschluss Stahlprofile/ Stahlkno- tenplatten	≥ 5 außen	eben / Walzprofile	Bo / PaBo	gebohrt
ab ca. 1950	Greim /VB/ später SHN	≤ 1,5 mm innen ≤ 3,0 mm innen	eben	Nä	selbst
ab ca. 1960	Nagelplatten	≤ 2,5 mm außen	eben	Nä	selbst
ab ca. 1965	Stahlblech- formteile Formfamilien: Winkel, Balkenschuhe, Sparren- pfettenanker, Kraggen, Gelenke	≤ 2,5 mm außen	eben / räumlich	SoNä	selbst
ab ca. 1970	Eingeschlitzte „Dickbleche“ Zugehörige Systeme Janebo, BSB	≥ 5 mm innen	eben / räumliche Schweiß- teile	StDü	gebohrt

Paradigmenwechsel

Ab etwa 1990 zeichnete sich ein Paradigmenwechsel ab, der geprägt war und es auch noch ist durch:

- Lasteintrag schräg zu den beiden Hauptorthogonalen des Holzes
- Hirnholzanschlüsse.

Die Wissenschaft steuerte noch einen weiteren Aspekt bei, der bis dato jedoch technologisch kaum oder gar nicht genutzt ist:

- lokale Scher-Lochleibungs-Verstärkungen.

Bei BS-Holz waren schon länger Holz-Metall-Klebeverbindungen in Versuchsstadien und auch im Einsatz (eingeklebte Gewindestangen). Die Holz-Metall-Verklebung weitet sich zur Zeit aus auf:

- flächige Verklebungen von Holz und Metall.

Material übergreifend wurden Holz-Verbundkonstruktionen entwickelt:

- mit Beton als Druckzone,
- mit Faserwerkstoffen als Zugzone.

Der Trend geht offenbar zu „Wenig-Komponenten“-Anschlüssen auch in komplexeren Zusammenhängen. Als erster Weg dorthin wurde die „Anformung“ der Stifte oder Scheiben an die vermittelnden Stahlteile gesucht. Jetzt rücken auch wieder „direkte“ Holz-an-Holz-Anschlüsse mehr in den Vordergrund. In lokalen Verbesserungen innerhalb der hölzernen Stabstruktur wird zudem eine Kompensation ihrer Anisotropie-Schwächen mit Bewehrungen und „Umweh-rungen“ gesucht.

Holz - Holz direkt

Eine einzige, aber sehr wesentliche Innovation der Holz-Holz-direkt-Verbindung mittels einer einkomponentigen und einteiligen Verbindung erschließt sich progressiv Anwendungsfelder:

„selbstbohrende Holzschrauben“

Zulassungen gibt es 19 für selbstbohrende Holzschrauben als Holz-Verbindungsmittel und zusätzlich 6 Zulassungen für den Anschluss von Aufdach-Dämmsystemen.

Charakteristika:

- selbstbohrend
- zug- und druckfester Verbund in Schraubenachsrichtung, auch schräg zur Holzfaserrichtung
- „normale“ Tragkraft auf Abscheren (Stift)
- große Längen (bis 600 mm bei 12 mm Ø möglich)
- „Tragzone“ in Schraubenachse bis mindestens 20 × Schraubendurchmesser (sinnvolle Wirklänge von Scherlochleibungs-Stiften: 6 bis 8 × Stiftdurchmesser, mit ca. 60 bis 50 % der Widerstandsgröße von Stiften)

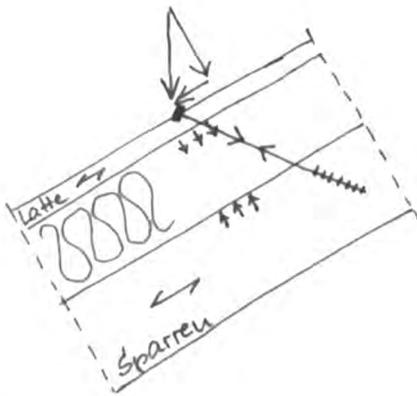


Bild 9: Indiskretes Fachwerk bei aufgelegtem Dämmsystem mit Sondernagel als Zugstab und Dämmstoff als Druckstab

- extrem hohe Steifigkeit bei „Schrägschraubung“
- Lastniveau: in Schraubensachse bis zul. $N_{D,z}$ ca. 17 kN pro Schraube (\varnothing 12 mm)

Verbindungsmittel als Bestandteile diskreter und indiskreter Fachwerke

Erstmals thematisiert wurde die Betrachtung eines stofförmi- gen Holzverbindungsmittels mit definiertem Auszugswi- derstand schräg zur Holzfaserrichtung bei den so genann- ten „aufgelegten Dämmsystemen“ bei Verwendung von Son- dernägeln (**Bild 9**). Der vordere Nagelteil stellt die Verbin- dung Sparren - Nagel her, der mittlere Teil ist ein stählerner Zugstab, der Nagelkopf verbindet Holz und Konterlatte. Es bildet sich unter Mitwirkung des druckfesten Dämmstoffes ein Fachwerkdreieck aus, das im wesentlichen nur Normal- kräfte aufweist.

Die etwa zeitgleich mit den Sondernägeln entwickelten selbstbohrenden Holzschrauben wurden zunächst konser- vativ „auf Abscheren“ und „auf Zug“, quer zur Faserrichtung eingedreht untersucht und bauaufsichtlich zugelassen. Mit wirtschaftlichen Produktionsmöglichkeiten für „Langschaft- schrauben“ lag es nahe auch den „Schrägzug“ zu untersu- chen sowie die zusätzliche Idee auf der Konterlatten-Seite durch ein Schraubengewinde die Verbindung zur Latte zu bewerkstelligen. Damit war hier der „Kopfdurchzug“ nicht mehr maßgeblich, der Kopf nicht mehr notwendig. Aus der Tatsache, dass Holzschraubengewinde „auf Zug“ genauso viel tragen wie „auf Druck“ ergaben sich Ideen auch diese Eigenschaft zu nutzen, zunächst auch wieder bei den aufge-

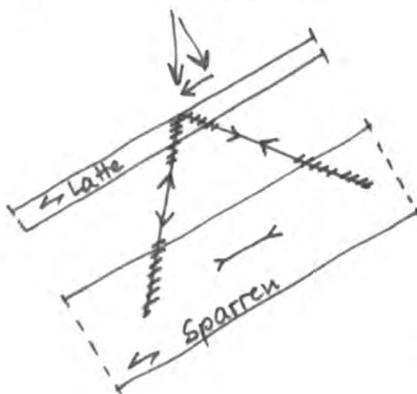


Bild 10: „Freitragendes“ Fachwerk mit „kopflo- sen“ Vollgewinde- schrauben als Zug- und Druck-Diagonalen

legten Dämmsystemen. (**Bild 10**). Hinzu kam die Erkennt- nis, dass die Tagkraft bei einem Winkel der Schrauben- achse bis zu 45° Abweichung zur Holzfaserrichtung nur ger- ing gegenüber 90° abweicht, so wurden Varianten mit dis- kreten und indiskreten Fachwerken erdosen. Zuerst der Koppelpfettenanschluss, dann der „stumpfe Balken-Unter- zug“-Anschluss. Die neuerlichen Untersuchungen von Blaß / Bejtka, Veröffentlichung demnächst in „bauen mit holz“, be- legt, dass die theoretischen Annahmen (Modellbildung) sehr gut den festgestellten Versuchsergebnissen entsprechen. Die Berücksichtigung der Reibung zwischen zwei sich in Folge diskreten Drucks aus der Fachwerkbildung aneinan- der drückender Hölzer wirkt die Traglast steigernd. Somit liegen gute Grundlagen vor, mit „selbstbohrenden Voll- gewindeschrauben“ verschiedenartige Anschlüsse zu ge- stalten. Bemerkenswert ist die zunehmende Steifigkeit mit abnehmendem Einschraub-Winkel zur Holzfaserrichtung von knapp 10 kN/mm bei 90° auf rund 100 kN/mm bei 45°.

Die Vorteile

- hohe Steifigkeit bei mehrteiligen, zusammengesetzten hölzernen Trägern und Holz-Beton-Verbundträgern.
- Stumpfe Anschlüsse ohne „Stahlbau“Zwischenteile
- Auch möglich: Fachwerkträger mit und ohne „Zwischen- lagen“

Die „Schrägschraub“-Qualitäten sind auch in einem Verbin- dungsmittel-„Set“, dem ET-Verbinder zu einem Verbinder- System entwickelt. (**Bild 7**)

Die selbstbohrenden Holzschrauben sind eine herausragen- de Innovation aus folgenden Gründen:

- handwerklich einfachst zu verwenden,
- hochgradige Universalität
- einteilig (Einkomponenten-Verbindung)
- nahezu nicht sichtbar sowie nicht sichtbar einbaubar (hohe Architekturqualität).

Anwendungen bisher

- Konterlatten bei aufgelegten Dämmsystemen; auch bei nicht druckfestem Dämmstoff
- Koppelpfettenanschlüsse
- Balken-„stumpf“-Anschlüsse
- Längsstöße Weitere Potenziale (**Bilder 11 bis 15**)
- Weitere Potenziale (**Bilder 11 bis 15**)
- geschäftete (Einebenen-) Längsstöße
- (Gerber-) Querkraftgelenke,
- Aufhängung von Randbalken
- Versatz-Ersatz; auch mit Zwischenlagen
- Stützen-Kopfanschlüsse
- Kopfbandanschlüsse
- „stumpfe“ Zug-Queranschlüsse
- mehrteilige Holzträger
- Anschlüsse zwischen BS-Holz und Brettsperrholz-Platten
- Fachwerkträger mit Schrauben-Diagonalen

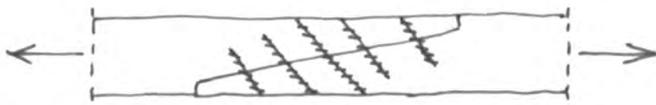


Bild 11: Zugstoß, längs geschäftet

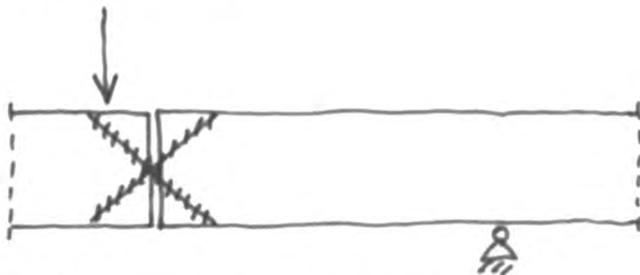


Bild 12: Querkraftgelenk z. B. bei Gerberträger

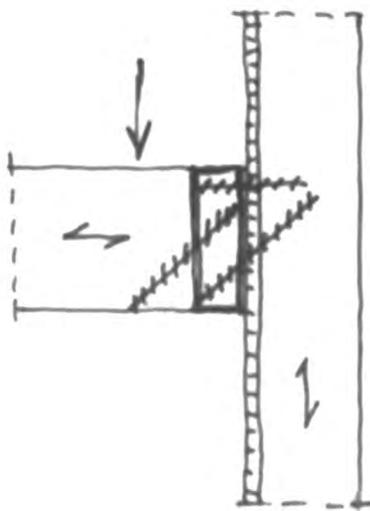


Bild 13 Aufhängung von Randbalken durch Wandbeplankung und am Randbalken quer angeschlossen der Deckenbalken

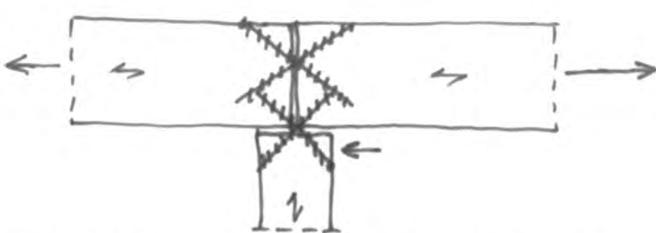


Bild 14: Pfettenstoß über Stütze z. B. beim Kopfbandbalken

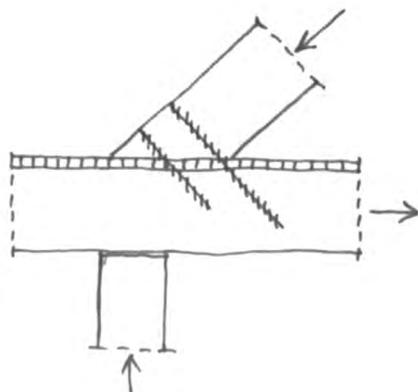


Bild 15: Strebenfuß auf Balken mit Holzwerkstoff-Zwischenlage



Bild 16: ET-Verbinders von BMF, beide Metallteile mit „Schrägschrauben“ angeschlossen

Eine zugehörige „Anwendungs-Zulassung“ findet sich unter Z 9.1 - 193 „Hoffmann-Schwalben als Holzverbindungs-mittel“. Eine geregelte Anwendung gibt es nach **Bild 16**

Tabubruch: Stifförmige Verbindungen in Holzfaserrichtung

Als „Hirnholz-Querkraft“-Anschluss hatte der Holzbau zunächst das Blatt, dann den Zapfen zur Verfügung. Die weitere Entwicklungen waren:

Lösungen der Übergangsproblematik mit Stahlbau (Winkel, Balkenschuhe, Hakenplatten, Z-Profile, T-Profile), Ersatz des Zapfens durch Ringdübel (Appel, Daderuk-Anschluss als Holzverbindungs-mittel, Z 9.1 - 400).

Dass Stifte auch im Hirnholz so ein bisschen etwas tragen, weiß jeder Zimmerer. In Nordamerika ist für Hirnholznagelung auch ein bisschen etwas an Tragkraft zulässig.

Mit dem NHT-Verbinder, Z 9.1 - 380, wurde erstmals das Tabu „Stifte im Hirnholz sind nicht dauerhaft zuverlässig tragfähig“ in Frage gestellt (**Bild 17**). Allerdings sitzen die Schrauben schon quer etwas schräg zur Holzfaserrichtung, jedoch bezüglich der Beanspruchung durch Querkraft dürfte dies keine maßgebliche Bedeutung haben. Rechnet man naiv „nur nach Querkraft“ ergibt sich etwa zu $N_{1, \text{quer}} \geq 0,3 \text{ kN}$ je Schraube $\varnothing 5 \text{ mm}$ oder etwa zu $N_H = 10 \text{ N/mm}^2 \times d^2$ bezogen auf Holz-Holz-Verbindungen.



Bild 17: NHT-Verbinder: Stahlteil mittels „Hirnholz-Verschraubung“ angeschlossen

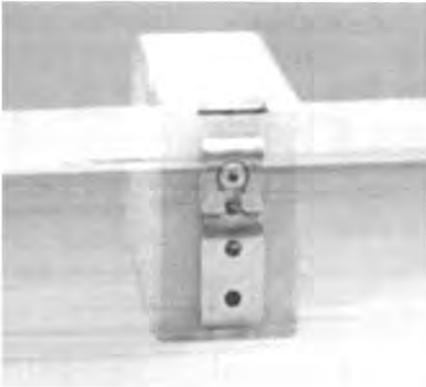


Bild 18: Knapp-Gigant-Verbinder mit 2 „Hirnholzschrauben“ \varnothing 10 mm

Eine weitere Variante von Stiften im Hirnholz stellt der Knapp-Verbinder „Gigant“ dar, Z 9.1-381 (**Bild 18**). Hier tragen ins Hirnholz, vorgebohrt, eingedrehte Holzschrauben von 10 mm \varnothing . Wegen der Rissproblematik muss das Holz kerngetrennt oder BS-Holz sein. Hier ergibt sich – naiv wie vor – zul $N_1 = 17,1 \text{ N/mm}^2 \times d^2$, wieder bezogen auf Holz-Holz-Verbindungen.

Der HaSe-Ankerbolzen (**Bild 19**), für Kleinst-Querschnitte (Nebenträger $\geq 48 \times 96 \text{ mm}^2$, Hauptträger $\geq 60 \times 105 \text{ mm}$) ist bei zwei Stiften \varnothing 8 mm im Hirnholz für eine zulässige Querkraft von 1,7 kN, also 0,85 kN/Stift, zugelassen. Hier ergibt sich – naiv wie vor – zul $N_1 = 13,3 \text{ N/mm}^2 \times d^2$.

Betrachtet man diese zugelassenen Tragvermögen, so erscheint bei weiterer Erforschung eine allgemeine Formulierung von Stiffttragfähigkeit im Hirnholz aussichtsreich. Viele Holzbau-„Problemchen“, nämlich dort, wo die Anschlusskräfte bezogen auf den Holzquerschnitt klein sind, würden sich wesentlich eleganter lösen lassen.

Bis zur weiteren Erforschung halte ich als verantwortungsbewusster Naiver den Bemessungsansatz von zul $N_1 = 7 \text{ N/mm}^2 \times d^2$ für vertretbar. Bei mehr als 4 Schrauben und mehr als 4 Schrauben pro Quadratdezimeter sowie einer Einschraubtiefe $\geq 15 d$, wenn das Holz trocken ist und trocken bleibt.

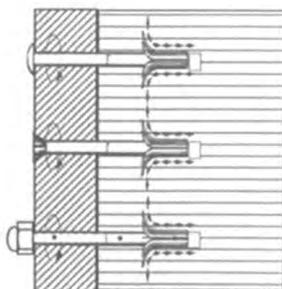


Bild 19: HaSe-Ankerbolzen: Hirnholzanschluss mit Spreizdübel

Kombinierte Hirnholzanschlüsse

Der MGA Stützenfuß, Zulassung Z 9.1-264, stellt einen Hirnholz-Anschluss für Druck und Querkraft dar. Ein Rohr \varnothing 50 mm mit Innen- und Außengewinde wird in eine in das Hirnholz gebohrte Ringnut eingedreht. Das Tragverhalten in der Kombination Druck und Querkraft lässt keine einfachen Modellinterpretationen zu, zeigt aber, dass mit geeigneten Gewindestrukturen auch Normalkräfte einfachst an Hirnholz anzuschließen sind.

Parallel zur Holzfaserrichtung vom Hirnholz aus eingeklebte Gewindestangen – in DIN 1052 „neu“ gibt es hierfür charakteristische Tragfähigkeitswerte – deuten ebenfalls an, dass hier noch Entwicklungspotenziale liegen. Zugelassen sind unter Z 9.1-327 mit Mindestholzquerschnitten von $40 \times 130 \text{ mm}^2$ vom Hirnholz her eingebohrt und mit PU-Kleber eingeklebte Gewindestangen \varnothing 12 mm, 250 mm Mindesteinklebtiefe, für eine zulässige Zugkraft von 8,5 kN, auch Druck und Querkraft können übertragen werden.

Wünschenswert wäre, dass dem „normalen“ Zimmerer ohne Leimgenehmigung für definierte Zusammenhänge „stets“ bestehend aus Gewindestange mit zugehöriger Klebpatrone oder Kleberkartusche o.ä. verfügbar gemacht würden. Damit wäre ein wesentlicher Schritt getan, diese elegante Holzverbindungstechnik mit eingeklebten Bolzen allgemein zugänglich zu machen.

Zusammenfassung zu „Wenig-Komponenten“

Wie bereits erwähnt, ist die Nagelplatte wohl die erste, gelungene Zusammenfassung von mehreren Funktionselementen zu einem Teil.

Der Multikraftdübel (MKD), Z 9.1 - 264, folgt diesem Vorbild (**Bild 20**).

Eine ganz anders geartete Zusammenfassung stellt der „induo“-Anker dar (**Bild 20**). Der Erfinder erfand aus seiner Sicht heraus einen „von innen vernagelten“ Hirnholzanschluss für Balken, Stützen usw.. Die weitere Entwicklung führte zu der heutigen Form. Gemäß seiner Intention suchte und fand der Erfinder entsprechende Einsatzfelder, nämlich Substitutionen von typisch Bekanntem (Balkenschuh, Winkel, BVD-Anker usw.usw.). Die Analyse durch unser Inge-

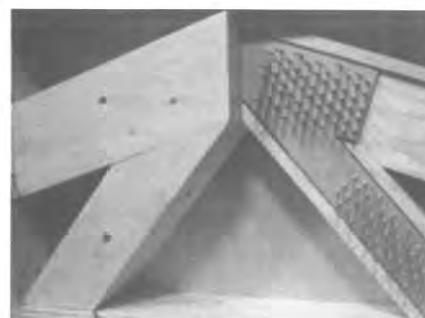


Bild 20: Multi-Krallendübel (MKD), Knotenplatte und beidseitig aufgeschweißte Nägel bilden ein Teil, das eingepresst wird.

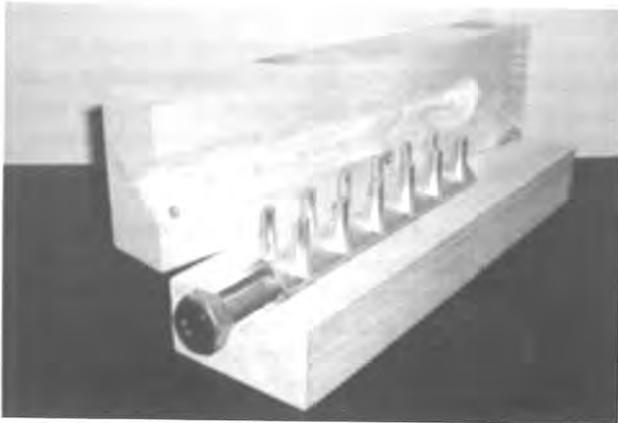
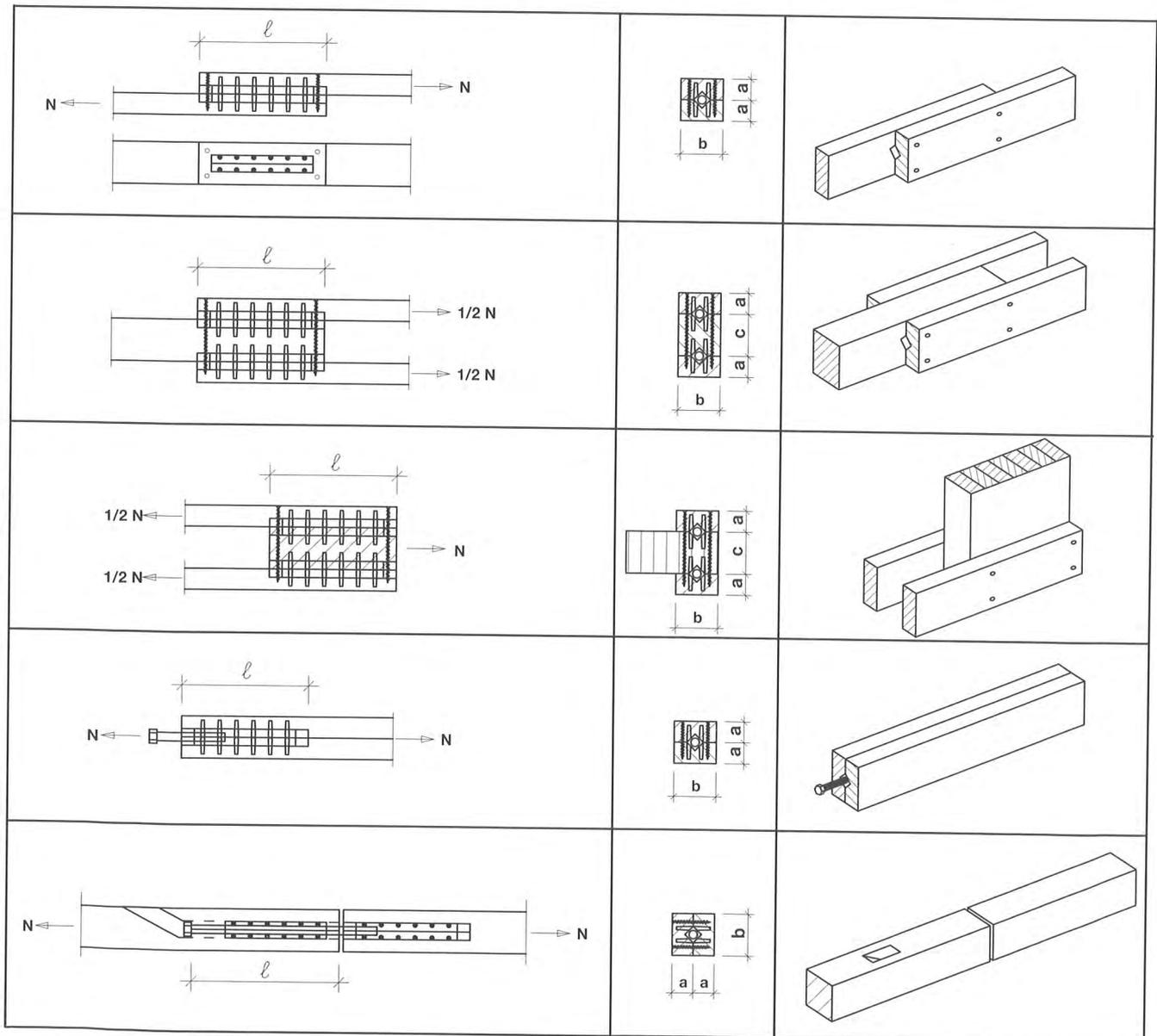


Bild 21: induo-Anker in eine Schale eingelegt

neurbüro-Holzbau führte erst zu einer Vielfach-Definition (Bild 21) des Teils (Bild 22) als ziemlich universelles Holzverbindungsmittel, ohne an dem Teil auch nur das geringste zu verändern. Wir hatten nichts erfunden, nur gefunden. Durch diese Findung wurden viele bis dahin hinein-geheimste Prämissen obsolet:

Die Notwendigkeiten von industrieller Fertigung der Verbindung inclusive Leimtechnologie waren weg. Eine handliche Bohrschablone und ein geeigneter Fräser genügten für die handwerkliche Herstellung. Die Berechnung ist jedem Statiker geläufig: jeder Stift ist ein Stabdübel, der Grundkörper ein normgerechtes Stahlgussteil. Das zulässige Lastniveau reicht je Normkraft-Anschluss bis 190 kN, Querkräfte können auch über den zentralen Bolzen eingetragen werden.

Bild 22: Grundsätzliche Einsatzmöglichkeiten des induo-Ankers



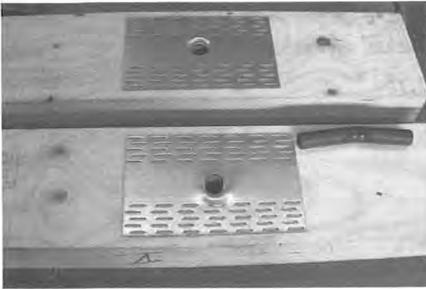


Bild 23: Scherlochleibungsverstärkung, Beispiel mit Nagelplatten

Dieses Beispiel zeigt, dass die Zusammenfassung von Komponenten einerseits und eine unvoreingenommene Prüfung der Möglichkeiten andererseits neue Nutzungen erschließen können.

Verstärkungen

Holz hat nur eine „starke“ Achse. Die „Stärkung“ durch mechanische Holzverbindungsmittel beschränkte sich sehr lange auf den berühmten Bolzen an dem Gerber-Blatt. Aus der Wagerei ist die Ertüchtigung durch warm aufgezogene Stahl-Umreifung von Hirnholzenden zur Aufnahme des Querzugs bekannt (z.B. Radnabe). Aus dem Flugzeugbau mit Holz sind lokale Verstärkungen mittels aufgeklebter Sperrhölzer im Bereich mechanischer Verbindungen überliefert.

Querzugrisse in gekrümmtem BS-Holz wurden zuerst erfolgreich mit eingeklebten Gewindestangen „bekämpft“. Die Bewehrung mit langen, nur mechanisch wirkenden Vollgewindeschrauben ist „marktreif“ (siehe Beitrag von Bejtko in diesem Tagungsband). Die – meines Erachtens – von der Forschung aus guten Gründen erarbeiteten Bemessungsvorschläge für von außen aufgebrachte Verstärkungen aus hölzernen Werkstoffplatten habe ich baupraktisch höchst selten gesehen. Wer will schon „umpflasterte“ Träger? Der Forschung ist diesbezüglich kein Vorwurf zu machen.

Die seit Jahren vorliegenden, sofort umsetzbaren Forschungsergebnisse zur Verstärkung von Scherlochleibungs-Anschluss-Situationen beschreiben ein großes Wertschöp-



Bild 24: BVD-Verbindung: kreuzweise Pass-Bolzen, Behinderung des Spaltens durch „Umreifung“ mit Klemmscheiben

fungspotenzial. Sie liegen, salopp gesagt, ignorant übersehen ungenutzt rum. Ich wage zu bezweifeln, dass sie für den praktischen Holzbau wertlos, weil unwirtschaftlich sind. „Schatzsucher“ könnten hier ohne große Anstrengung fündig werden. Die Formeln aus der Johansen-Theorie weiter entwickelt, liegen immer noch bereit (**Bild 23**).

Die BVD-Verbindung, Z 9.1-233, nutzt den Umreifungseffekt: durch die kreuzweise angeordneten Passbolzen mit „Klemmscheiben“ wird das maßgebliche Bruchphänomen „Spalten des Holzes“ (Querzug) behindert (**Bild 24**). Herausgekommen sind höhere Lochleibungstragfähigkeiten der Passbolzen. „Umreifungen“ mittels Bewehrungen in Form von nahe den Außenflächen kreuzweise angeordneten Vollgewindeschrauben könnten auch bei ähnlichen Verbindungen sehr günstig wirken.

Die „Querdruckschwäche“ des Holzes ist oft bei Stützen/ Druckstäben wegen der Kopf- und Fußflächen, bemes-

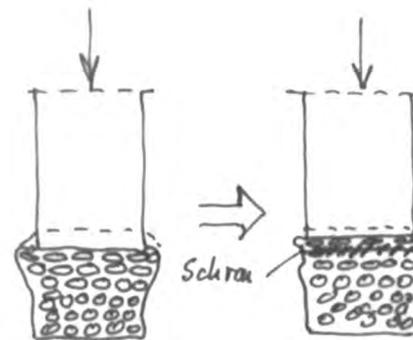


Bild 25: Gut vorstellbar: Volumen-Dehnbehinderung durch „Querbewehrungs-Schrauben“ erhöht Querdruckfestigkeit.

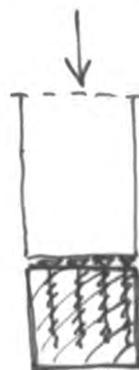


Bild 26: Stütze nur auf speziell großen Schraubenköpfen, Lasteintrag verteilt sich gleichmäßig über die z. B. Schwellenhöhe.



Bild 27: Querdruckfestere Platte lagert in Vollgewindeabschnitten, die Schrauben tragen die Kraft gleichmäßig in die z. B. Schwellenhöhe.

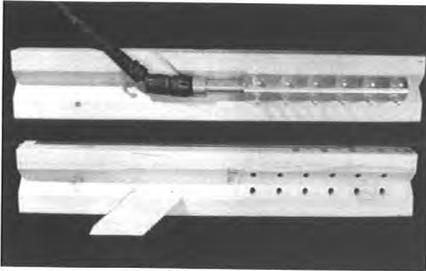


Bild 28: „Innen“-Verankerung mit eingelegtem Schraubenbolzen und kardanisch angetriebenem Schraubwerkzeug

sungsrelevant. Die „Umgehung“ über Zwischenlagen zur Druckflächenverbreiterung mittels Stahlplatten o.ä. ist oft unbefriedigend. Die „Querbewehrung“ mit selbstbohrenden Holzschrauben könnte auf zweierlei Weise "stärkend" eingesetzt werden:

- Behinderung der Volumenausdehnung der „quergedrückten“ Holzfasern (**Bild 25**),
- Verteilung der Druckkraft in das Innere des „quergedrückten“ Holzes (**Bild 26**).

Eine schon jetzt rechenbare Variante mit Zwischenlage aus Holzwerkstoff zeigt **Bild 27**, sie erscheint jedoch wenig sinnvoll.

Aufgelöste Raumtragwerke

Ohne System werden alle Werkstoffe bei der Bildung von Raumtragwerken äußerst unwirtschaftlich. Bei regelmäßiger Knotenstruktur und zugleich Geometrie kann die Vielfachstfertigung, trotz drastischer "Überbemessung" an den meisten Stellen, Wirtschaftlichkeit herstellen.

Im „lebendigen Holzbau“ kenne ich „Mero“ (z.B. Brücke Thalkirchen), „Brüsseler-Knoten“ (z.B. Centre National

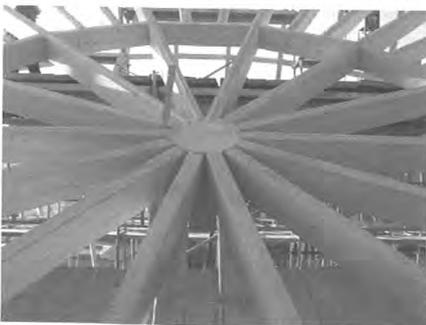


Bild 29: Betonknoten mit innenliegenden Gewindehülsen vorgefertigt, Stäbe mittels „Rückverankerung“ von der „Holzseite“ aus angeschlossen

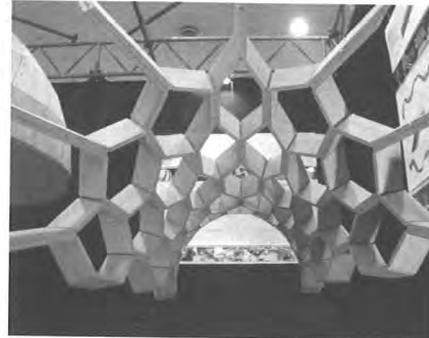


Bild 30: Faltperspektiven von der RWTH Aachen

Sportif et Culturel, L-Kirchberg), „System Bernauer“ (z.B. BUGA-Halle Magdeburg), „Bertsche Kugel“ (z.B. Riesenturmbühnturm, Schluchsee), Alle übrigen mir bekannten, mit Holz gebauten Raumtragstrukturen sind Unikate (z. B. Multihalle Mannheim, Hallendächer in Rautenlamellenform: Rostock, Friedrichshafen, Karlsruhe usw.usw.)

Die einzige, mir bekannte wesentliche Holzbauerfindung in Sachen Raumtragwerken ist die von Dr. Heyden, Aachen, entwickelte „Rückverschraubung“ unter zu Hilfenahme eines induo-Ankers (**Bild 28** und **Bild 29**). Damit ist im Holzbau erstmals aus dem Stab heraus der Anschluss vieler Stäbe in geringster Raumvolumen-Situation systematisch sinnvoll wirtschaftlich möglich. Auch das gilt jedoch nur, wenn der Knoten selbst wirtschaftlich erreichbar ist. (Näheres hierzu siehe Beitrag von Prof. Führer in diesem Tagungsband).

Faltwerke

Prof. Führer und Katharina Leitner, Aachen, haben vor sechs Jahren hier in Karlsruhe bereits weit reichende Faltperspektiven vorgestellt. Eine mir bekannte, konkrete Projektierung in anderem Zusammenhang ist leider zumindest zurückgestellt.

„Aachen“ denkt darüber nach, die Kantenverbindungen der Holzplatten mittels textiler Werkstoffe bewältigen zu können (**Bild 30**). Hier könnte die Stahlblech-Holz-Nagelbauweise schon jetzt eine umsetzbare Kantenverbindung bieten, die zudem wegen der „selbstlochenden“ Nagelung und der Biegsamkeit der dünnen Bleche gleiche Bleche bei einem in Grenzen wechselnden Geometriespektrum zuließe (**Bild 31**).

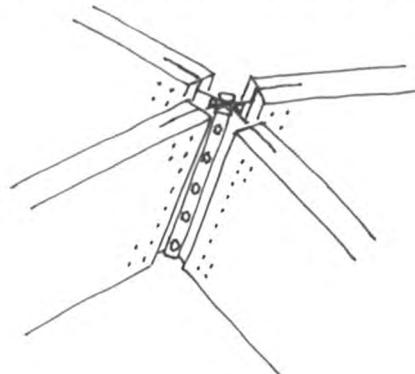


Bild 31: Bis die textilen Binder entwickelt sind, vielleicht Stahlblech-Holz-Nagelbauweise mit Knotenstabilisierungsleisten o. ä.

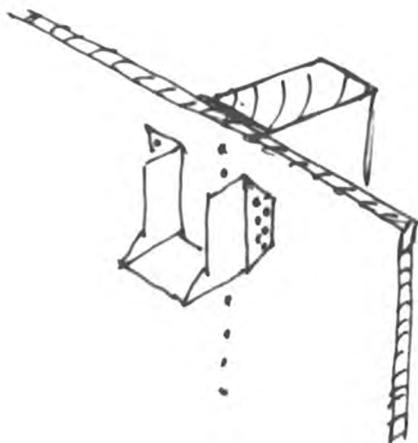


Bild 32: Mit selbstbohrenden Schrauben: Befestigung von Blechteilen nur an oder auf tragenden Beplankungen

Eine gut und allgemein brauchbare Kanten-Binde-Linie ist mir bei Großformatplatten in Brettsperrholz-Design noch nicht bekannt. Winkel, Lochbleche und dergleichen Stahlteile mit Nägeln beherrschen wohl noch das Bild. Anstrengungen in diese Richtung, vielleicht und am besten Anregungen aus der Praxis wären beförderlich.

Ins Vergessen geraten

Aus technisch und wirtschaftlich unerfindlichen Gründen wurde die Stahlblech-Holz-Nagel-Bauweise mit Blechen bis 3 mm Dicke (die damalige Zulassung wurde nicht verlängert) vom Markt nie angenommen. Mit ungelochten Blechstreifen und Blechwinkeln, Sägeschlitzten in den Kanten von Flächenbauteilen wären m. E. gut und günstig verformungsarme Schubverbindungen, einseitig „durch“genagelt herstellbar, ohne dass irgendetwas in der Fläche „aufträgt“.

Vielleicht noch nicht vergessen, jedoch noch nicht richtig wahr genommen scheint mir die Zulassung Z 9.1-375 mit zulässigen Beanspruchungswerten für die Befestigung von ebenen Stahlblechen sowie Stahlblechformteilen auf Holzwerkstoffplatten (Harte Holzfasernplatten, Flachpressplatten (Spanplatten), Furnierschichtholz und OSB). Damit lassen sich vielerlei „Unpässlichkeiten“ im Wortsinn „umgehen“, nämlich dann, wenn das Blech nicht genau auf ein hinter oder unter der Beplankung liegendes Holz passt (**Bild 32**).

Holz-Beton-Verbund

Die Nutzung von Betonplatten als Druckzone und Holz als Zugzone ist mit vielerlei Ansätzen in großem Variantenreichtum erforscht und auch umgesetzt worden. Als Verbindungen zwischen Holz und Betonplatte seien genannt:

- Versätze (oder Kerben) (geregelt?),
- Stahrohrabschnitte als Ringdübel (erforscht),
- Schubnocken (Sackloch im Holz) mit Stahlstift (erforscht),
- gekantete Nagelplatten (erforscht),
- Schrägschrauben (Zulassungen: Z 9.1-342, Z 9.1-445)

- Schubstreifen parallel zum Holz aus in Sägeschlitzte eingeklebtem Rippenstreckmetall (ausprobiert)
- Schubstreifen quer zum Holz aus in Sägeschlitzte eingelegtem Flachstahl (Zulassung Z 9.1-473).

Eine Sonderheit stellen die Bertsche-Ankerkörper (geregelt) dar, die den Schubverbund deutlich auf die Trägerenden konzentrieren.

Der Holz-Beton-Verbund, baupraktisch für Decken gedacht, hat den Vorteil billiger Flächenbildung bei gleichzeitigem Schallschutz-Nutzen durch die hohe ständige Last. Für den Holzbau ist Holz-Beton-Verbund hauptsächlich sinnvoll, wenn über das Tragvermögen noch weitere „Nebenutzen“ wie Anschluss an Holzwände, Deckenbeschwerung, schnellerer Bauablauf, dünnere π -Plattenstege, Holzoptik usw. eine Rolle spielen. Die Wahl der Schubverbindung ist hauptsächlich eine Wirtschaftlichkeitsfrage, wobei der Schubmodul der Verbindung Holz-Beton durchaus eine Rolle spielt.

Die extrem hohe Steifigkeit von 45° Vollgewinde-Schrägschrauben (siehe vor) könnte die Möglichkeit eröffnen, mit größtformatigen Furnierschichtholz- oder Brettsperrholzplatten π -Platten (Holzverbundträger), einfachst herzustellen, die sich von verleimten π -Platten kaum unterscheiden. Durchlaufräger wären zudem höchst wahrscheinlich nochmals günstiger als mit Betonplatte.

Stahl-Stahl-Verbindungen mit selbstbohrenden und gewindefurchenden bzw. gewindeschneidenden Schrauben

Diese Schrauben sind im Metall für die Befestigung von Profil-Blech-Tafeln (Trapezbleche u.ä.) gebräuchlich und zugelassen. Die Bohrspitzen ermöglichen Metall-Durchdringungen bis 12 mm Dicke. Die aufschraubbaren Blechdicken reichen bis leider nur 2,0 mm. Für den Holzbau sind mancherlei Montageerleichterungen durch Baustellen-Stahl-Stahl-Verbindungen denkbar (siehe Bilder). „Selbstbohrende“ Stahl-Stahl-Verschraubungen bis 2 x 6 mm Blechdicke könnten der Holzbau-Montage gut weiter helfen. Eine Thematisierung zwecks Erhalt zulässiger Beanspruchungswerte wäre wahrscheinlich gering aufwändig (**Bild 33**).

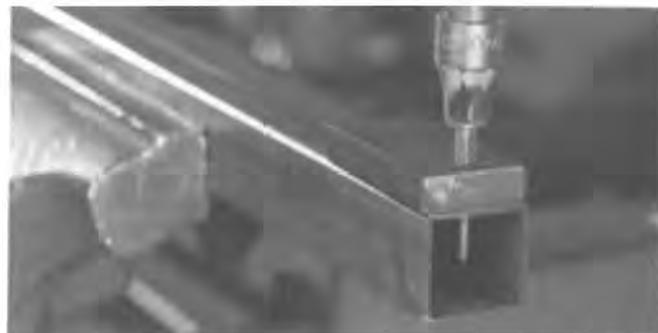


Bild 33: Selbstbohrende Schrauben für Stahl-Stahl-Verbindungen könnten günstige Montageverbindungen werden.

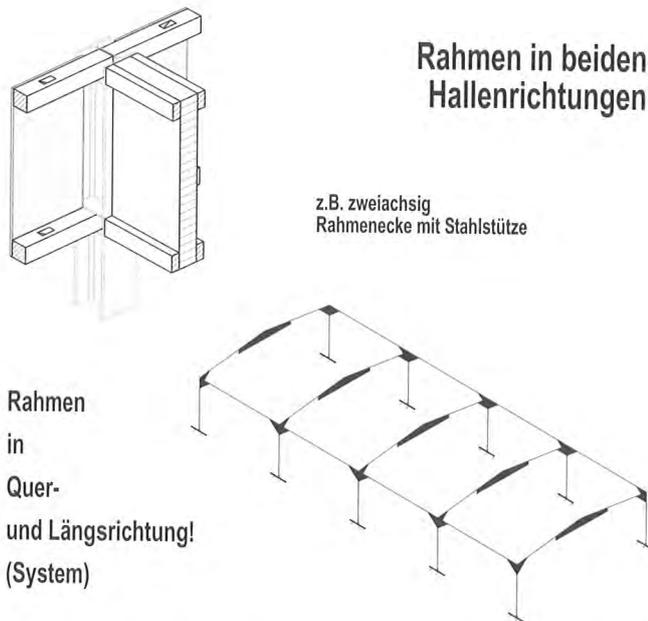


Bild 34: Biegesteifer Anschluss am Kopf einer Stahlstütze in 3 Richtungen z. B. mit induo-Ankern in Holz

Stahl-Holz-Verbindungen mit selbstbohrenden Schrauben durch außenliegende Bleche

Für den Anschluss von Trapezblechen an Holz gibt es solche Schrauben schon länger. Die Blechdicke ist auf max. 2,0 mm beschränkt. Die zulässigen Beanspruchungen im Holz werden nach DIN 1052 bemessen.

Für Baustellenverbindungen ergibt sich daraus eine Alternative zu gelochten Blechen mit Nägeln, z.B. Flachblech-Bänder statt Windrispenbänder. Mancherlei weitere spezialisierte Anwendungen sind leicht – nicht nur denkbar – sondern auch umsetzbar.

Holz an Beton oder Stahl

Ohne Schweißen oder Einbetonieren kommt bei größeren Kräften kaum etwas anderes als der Bolzen in Frage – eingeleimte Gewindestangen, BVD-Anker und induo-Anker stehen zur Verfügung. Zum BVD-Anker gibt es ein „Zubehör“-Programm aus stählernen „Zwischenteilen“. Bei induo ist die „rückwärtige“ Verschraubung möglich.

In der Multi-Material-Verwendung liegen Möglichkeiten jetzige „Nicht-Holz-Teile“ durch hölzerne zu ersetzen. Eine weitere Kultivierung der Holzbaumöglichkeiten insbesondere bezüglich biegesteifer Anschlüsse scheint erfolgversprechend (**Bild 34**).

Baustellen-Verbindungen

Der Trend zu immer weitergehender Vorfertigung im Werk führt zu entsprechenden Transport-Volumina, die ihre Grenzen bei der „Fahrbarkeit“ finden. Bei aufgelösten Tragwerken besteht das Transportvolumen hauptsächlich aus Luft. Die Tonnage ist kaum relevant. Mancherlei Konstruktionen kommen kaum oder nicht vor, wegen der Transportabmessungen, z.B. keilgezinkte Rahmenecken.

In geeigneten Teilbereichen ließe sich wahrscheinlich die Wirtschaftlichkeit des Holzbaus verbessern durch die Kombination:

Unverbunden, aber hochgradig vorgefertigte Einzelteile
Einfachste, schnellste Baustellenverbindungen.

Technisch tragende „Klipp“-Verbindungen (siehe z.B. Knapp-Verbinder) könnten einen Weg weisen. Verbindungen mit wenigen Fügeteilen in konservativer Art sind schon jetzt möglich. Es ließen sich, die Präzision von CNC-Maschinen nutzend, auch andere Produktionsprozesse finden, z.B. Fertigung an mehreren Stellen und Zusammenführung der Bauteile auf der Baustelle.

Dies abschließend nur als Anregung.

Aussicht

Die Holzverbindungstechniken haben, trotz der Innovationen gerade während des letzten Jahrzehnts, noch lange nicht den Entwicklungsstand erreicht, wie er bei wettbewerbenden Bauarten zu verzeichnen ist. Noch vielerlei Varianten sind mit dem bereits Vorhandenen findbar und gestaltbar.

Nicht nur die Wirtschaftlichkeit beim Aufbau, sondern auch die Rückbaubarkeit, Trennbarkeit, die Entsorgungspotenziale und die Veränderbarkeit mit geringer Zerstörung gewinnen an Bedeutung. Lösbare Verbindungen werden an Werthaltigkeit gewinnen.

DIN 1052 „neu“ wird die Bemessung von Verbindungen zwar aufwändiger machen, jedoch lassen sich bei höherwertigen Holzgütern auch höhere Anschlusswerte realisieren, weil die DIN 1052 „jetzt“ diesbezüglich nicht differenziert.

Entwicklungspotenziale gibt es noch reichlich. Kreativität kann aus dem Gegebenen noch viel mehr machen. Geringer Aufwand kann absehbar erfolgversprechende Verbindungstechniken für den Holzbau brauchbar machen.



BRUDERVERLAG

Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

BRUDERVERLAG

Albert Bruder GmbH & Co. KG

Bismarckstr. 21
76133 Karlsruhe

Telefon (07 21) 9 13 88 - 0

Telefax (07 21) 9 13 88 - 97

E-Mail: bruderverlag@rudolf-mueller.de

Ihr direkter Kontakt zu uns:

Fragen zum Buch- und Zeitschriftenprogramm:

Evi Beihofen (07 21) 9 13 88 - 52

Karlsruher Tage 2004 –

Informationen und Anmeldung:

Petra Simon (07 21) 9 13 88 - 11

Sie möchten selbst Autor werden oder
planen eine Veröffentlichung:

Ihr Ansprechpartner im Buchbereich:

Ulrich Meier (07 21) 9 13 88 - 63

Ihre Ansprechpartnerin für unsere
Fachzeitschriften:

Susanne Jacob (07 21) 9 13 88 - 21

In Vorbereitung:



Ingenieurholzbau

Architektur, Tragwerk, Kosten

Hrsg. Bruderverlag, ca. 200 Seiten,
DIN A 4, gebunden. € 60,-

Architekten und Ingenieuren wird mit diesem Buch eine Entscheidungshilfe in der Entwurfs- und Angebotsphase an die Hand gegeben. Es werden in Holzbauweise erstellte Ingenieurbauprojekte wie Gewerbebauten, Hallen, Türme, Brücken an ausgeführten Projektbeispielen vorgestellt. Dem Planer in Auftrag vergebender Position werden in oder mit Holz erstellte Bauwerke als Alternative zum Stahl- und Massivbau aufgezeigt. Angaben zu den Kosten der Holzkonstruktionen machen die verschiedenen Bauweisen für den Planer vergleichbar.



Wärmebrücken im Holzrahmenbau

Hrsg. Bruderverlag, ca. 200 Seiten, DIN A 4, gebunden
€ 75,-

Die Energieeinsparverordnung gibt dem Planer die Möglichkeit, einen genauen Nachweis des Wärmeschutzes zu führen, der die Vorteile der Holzbauweise offenlegt. In diesen genauen Nachweis fließen die bauphysikalischen Kennwerte von Wärmebrücken ein, die hier beispielhaft angegeben werden. Grundlage der aufgeführten Kennwerte sind die üblichen Konstruktionen der Holzrahmenbauweise, entnommen aus dem Standardkatalog "Holzrahmenbau - Bewährtes Hausbausystem", 2000, herausgegeben vom Bund Deutscher Zimmermeister.



Dipl.-Ing. Ireneusz Bejtka
Prof. Dipl.-Ing. Hannelore Damm
Dipl.-Ing. Klaus Fritzen
Prof. Dr.-Ing. Wilfried Führer
Dipl.-Ing. Johann W. Herlyn
Dr.-Ing. Volker Krämer
Dipl.-Ing. Borimir Radovic
Dipl.-Ing. ETH/SIA Dipl. KMU Ralph Schläpfer
Dipl.-Ing. Karsten U. Tichelmann

