

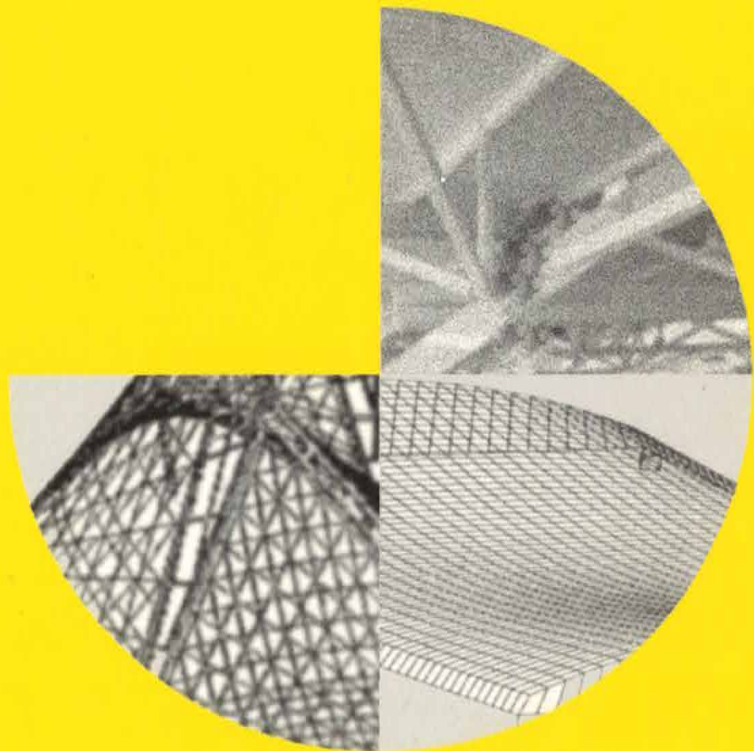
Ingenieurholzbau Karlsruher Tage

2004

Forschung für die Praxis

7. und 8. Oktober 2004

Tagungsband



Universität Karlsruhe (TH)

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen

in Zusammenarbeit mit



BRUDERVERLAG

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. 5290

Layout und Produktion: Werner Lieber, Elke Sauer, Marina Vasilj

Druck: GREISERDRUCK GmbH & Co. KG, Rastatt

Tagungsprogramm

Donnerstag, 07. Oktober 2004

- 13:00 Eröffnung und Begrüßung
- 13:15 Aussteifungskonstruktionen im baulichen Gesamtzusammenhang
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, München
- 14:00 Holzwerkstoffe: Verwendungsklassen und Kennzeichnung nach EN 13986
Dipl.-Ing. Harald Schwab, Braunschweig
- 14:45 Kaffeepause
- 15:15 Thermoholz in der Anwendung; Eigenschaften und Möglichkeiten
Dipl.-Ing. Matthias Ewert, Dresden
- 16:00 Grundlagen der raumakustischen Planung: Wirkungsmechanismen,
Konstruktionsprinzipien, Wirtschaftlichkeit, ausgeführte Beispiele
Dipl.-Ing. Architekt Manfred Fetscher, Illmensee
- 16:45 Kaffeepause
- 17:15 Tragverhalten neuartiger Haupt-Nebenträger-Verbinder,
Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe
- 20:00 Gemütliches Beisammensein im Hoepfner Burghof mit Buffett

Freitag, 08. Oktober 2004

- 9:00 Schubanalogie in der Anwendung, Möglichkeiten und Grenzen
Dr.-Ing. Andreas Scholz, München
- 9:45 Hintergründe und Anwendung der Querdrucknachweise nach DIN 1052 neu
Dr.-Ing. Rainer Görlacher, Karlsruhe
- 10:30 Kaffeepause
- 11:00 Bemessung von stiftförmigen Verbindungen durch Zwischenlagen hindurch
Dipl.-Ing. Otto Eberhart, Karlsruhe
- 11:45 Möglichkeiten und Grenzen bei Konstruktion von doppelt gekrümmten
Flächentragwerken am Beispiel der Dächer für den Justizpalast Antwerpen
Prof. Dr.-Ing. Martin Speich, Hannover
- 12:45 Schlusswort

Vorwort

Wirtschaften mit Technik

... heißt stets aus der Forschung in die Praxis. Jede technische Neuerung beruht auf Forschung, nicht unbedingt im universitären Sinne, jedoch stets auf Beobachtung natürlicher Phänomene, Schlussfolgerungen daraus und Umsetzung der Erkenntnisse in technische, also nicht natürliche Produkte, Prozesse usw. Technik wird stets zweckbestimmt betrieben, wobei die Zweckbestimmung im Allgemeinen einen wirtschaftlichen Hintergrund hat. Die „Karlsruher Tage“ wollen durch Information den Teilnehmern ein erfolgreicher Wirtschaften mit Technik ermöglichen. Jeder Teilnehmer steht in einem anderen Zusammenhang zwischen Technik und Wirtschaften. Deswegen stellt jede gegebene Information für jeden etwas anderes dar, seine individuelle Information.

Höchste Effizienz ergibt sich, wenn der Informationsnehmer vollkommen egozentrisch auf ihn einwirkende Informationen verarbeitet und zwar bezüglich des Wirtschaftens nach den Fragestellungen „Was bedeutet das für das Unternehmen (auch die Behörde usw.)?“ und „Was bedeutet das für mich persönlich?“ Der Holzhändler wird über „Holzwerkstoffe“, „Thermoholz“, „Raumakustik“ usw. zu Überlegungen bezüglich Spezialisierungen seines Sortiments, seines Verkaufs usw. gelangen können. Der Ingenieur zur

Veränderung „seiner Standards“ sowie „seiner Spezialitäten“, der Holzbauunternehmer zu Qualitätssicherungs-Notwendigkeiten, Verbesserung der Wirtschaftlichkeit durch Technik, Vergrößerung „seines Angebotes“, Erhöhung der Wertschöpfung durch Problematisierung beim Kunden usw. usw.

Viele unserer Teilnehmer haben eine naturgegebene, zuerst wertfreie – ohne despektierlich sein zu wollen – kindliche Freude an technischer Innovation. Freudige Offenheit und Erstaunen für etwas Neues. Auch der Spieltrieb mit Neuem etwas „anzufangen“ ist vielen von uns zu eigen. Ausgestattet mit diesem Spaß an Erneuerung kommt manchmal die Konzentration auf die Frage „Was bedeutet das für mich?“ etwas zu kurz. Uns selbst geht das häufiger so. Es hilft am Ende eines Vortrages in dem Tagungsband, am Besten vor der Startseite (unter den Kurzporträts der Referenten ist ein guter Platz dafür) Ansätze zur Beantwortung dieser Frage einzumerken. Einmerken beschreibt solches Tun wohl am schönsten.

Wir wünschen Ihnen viele weiterführende Einmerkungen im Sinne von „das bedeutet für mich...!“ und den nötigen Spaß, ohne den das nicht geht.

Hans Joachim Blaß
Klaus Fritzen

Inhaltsverzeichnis

1	Aussteifungskonstruktionen im baulichen Gesamtzusammenhang; Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, München	
1.1	Haupttragebene und Stützung	7
1.2	Theorie	8
1.3	Druckstab	8
1.4	Träger	8
1.5	Gabelgelagerter Einfeldträger	10
1.6	Zwei Träger nebeneinander, Fachwerkbrücke	11
1.7	Mehrere Träger nebeneinander, Halle	11
1.8	Beispiel	11
1.9	Zusammenfassung	12
2	Holzwerkstoffe: Verwendungsklassen und Kennzeichnung nach EN 13986; Dipl.-Ing. Harald Schwab, Braunschweig	
-	Grundlage für die CE-Kennzeichnung ist die EN 13986; Grund- gedanke der EU; Richtlinie für den Baubereich; Bauprodukten- richtlinie	15
-	Unterschied zwischen Bauprodukten und anderen Produkten; Mandat der Kommission an CEN; EN 13986; Ab wann müssen Holzwerkstoffe gekennzeichnet werden?	16
-	Welche Holzwerkstoffe müssen gekennzeichnet werden? Was bedeutet „für die Verwendung im Bauwesen“, spielt die Art der Anwendung eine Rolle? Ab wann dürfen in Deutschland nur noch CE-gekennzeichnete Holzwerkstoffe verwendet werden? Dürfen auch Holzwerkstoffe verwendet werden, die nicht gekennzeichnet sind? Welche Auswirkungen hat die CE-Kennzeichnung für die Holz- werkstoffhersteller? Was beinhaltet das CE-Kennzeichen?	17
-	Zusammenfassung / Ausblick 18	
-	Was bedeutet die Neuregelung nach EN 13986 für die Holzbauer?	18
-	Einleitung	18
-	Konformitätserklärung; Neue Begrifflichkeiten; Welche Platten müssen ein CE-Kennzeichen haben? Anlage 37 (2003/2) zur Bauregelliste B Teil 1	19
-	Zusammenfassung / Ausblick	20
-	Zum Autor	20
-	Hinweise	20
3	Thermoholz in der Anwendung; Eigenschaften und Möglichkeiten; Dipl.-Ing. Matthias Ewert, Dresden	
3.1	Stand und Entwicklung der industriellen thermischen Holzveredelung in Europa	23
3.2	Einsatz von thermisch veredelten Hölzern in Europa	24
3.3	Ausgewählte Zwischenergebnisse des Forschungsprojektes „Untersuchungen zum Einsatz von vergütetem Holz für Spielplatzgeräte“ am Institut für Holztechnologie Dresden gGmbH	26
4	Grundlagen der raumakustischen Planung: Wirkungsmechanismen, Konstruktionsprinzipien, Wirtschaftlichkeit, ausgeführte Beispiele; Dipl.-Ing. Architekt Manfred Fetscher, Illmensee	
	Wirkungsmechanismen	33
	Beispiele	36

5	Tragverhalten neuartiger Haupt-Nebenträger-Verbinder; Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Karlsruhe	
5.1	Einleitung	41
5.2	Hoffmann Schwalben nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Nr. Z-9.1-436	41
5.3	Knapp GIGANT nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Nr. Z-9.1-381	43
5.4	BMF Topverbinder EL und EL-S nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Nr. Z-9.1.-587	45
5.5	GH Verbinder TOP OV	48
6	Schubanalogie in der Praxis, Möglichkeiten und Grenzen; Dr.-Ing. Andreas Scholz, München	
6.1	Einleitung	53
6.2	Grundlagen der Schubanalogie	54
6.3	Näherungscharakter und Anwendungsgrenzen der Methode	56
6.4	Berechnungen nach Theorie zweiter Ordnung und Stabilität	58
6.5	Flächen: Berücksichtigung von Torsion und Scheibenschub	59
6.6	Beispielrechnung Eigenspannungen am Holz-Beton- Verbundträger	60
6.7	Beispielrechnung geschichtete zylinderförmige Holzschale	62
6.8	Fehlerquellen und Kontrollen	65
6.9	Zusammenfassung	65
6.10	Bezeichnungen	66
6.11	Literatur	67
7	Hintergründe und Anwendung der Querdrucknachweise nach DIN 1052: 2004; Dr.-Ing. Rainer Görlacher, Karlsruhe	
7.1	Einleitung	69
7.2	Bemessungsregeln	69
7.3	Literaturauswertung	69
7.4	Tragverhalten von Querdruckanschlüssen	70
7.5	Versuchsergebnisse	70
7.6	Bemessungsvorschlag	72
7.7	Zusammenfassung	73
7.8	Literatur	73
8	Bemessung von stiftförmigen Verbindungen durch Zwischenlagen hindurch; Dipl.-Ing. Otto Eberhart, Karlsruhe	
8.1	Einleitung	75
8.2	Augenblickliche Situation	75
8.3	Forschungsergebnisse und theoretischer Lösungsansatz	76
8.4	Auswertung der Bemessungsformeln	76
8.5	Beispiele	77
8.6	Bemessungshilfen	81
8.7	Zusammenfassung	82
8.8	Literatur	82
	Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten (Unveränderter Nachdruck aus bauen mit Holz 1/2003 und 2/2003)	83
9	Möglichkeiten und Grenzen bei Berechnung und Konstruktion von doppelt gekrümmten Flächentragwerken am Beispiel der Dächer für den Justizpalast Antwerpen; Prof. Dr.-Ing. Martin Speich, Hannover	
	Vorab einige grundsätzliche Betrachtungen zu Hypar-Schalen	100
	Konstruktionselemente und Querschnittswerte	101
	Belastung	104
	Nachweis der Tragfähigkeit	105
	Konstruktive Details	107

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger



Technische Universität München
Fachgebiet Holzbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Arcisstr. 21
80333 München
Tel.: 089 28928687
Fax.: 089 28928497
E-Mail: kreuzinger@bv.tum.de

- 1941 Geboren in Eger, Sudetenland
- 1960-1965 Studium Bauingenieurwesen TH München
- 1965-1991 TH München bzw. TU München
Assistent am Lehrstuhl für Baustatik
Professor für Schwingungsmesstechnik und Baudynamik
- 1973-1974 Konstruktionsbüro Dykerhoff und Widmann
- Seit 1985 Prüflingenieur für Baustatik: Massivbau, Holzbau
- Seit 1991 Professor für Holzbau

Aussteifungskonstruktionen ...

... im baulichen Gesamtzusammenhang

1 Haupttragebene und Stützung

Die Konstruktion und Berechnung von Tragwerken erfolgt meist in einer Haupttragebene. In der Haupttragebene werden dabei die lotrechten und horizontalen Einwirkungen in der Ebene erfasst. Diese Einwirkungen und Schnittgrößen werden mit einem Hochzeiger, z.B.: p_z^0 , F^0 , M_y^0 , gekennzeichnet. Das Verhalten rechtwinklig zur Haupttragebene wird durch eine Aussteifung gesichert. Diese Aussteifung hat zwei Aufgaben: die Stabilisierung der Haupttrichtung und die Aufnahme von Einwirkungen rechtwinklig zur Haupttragrichtung. Dazu zählen hauptsächlich die Einwirkungen aus Wind, aber auch Erdbebenlasten oder Anpralllasten.

Die weiter verwendeten Bezeichnungen richten sich nach DIN 1052, August 2004, besonders Anhang E. In der genannten DIN 1052, August 2004, wird die Stabilisierung und Aussteifung in den Abschnitten 8.4 und 8.5 behandelt.

Ein Druckstab nach *Bild 1* muss gegen Umfallen gesichert werden.

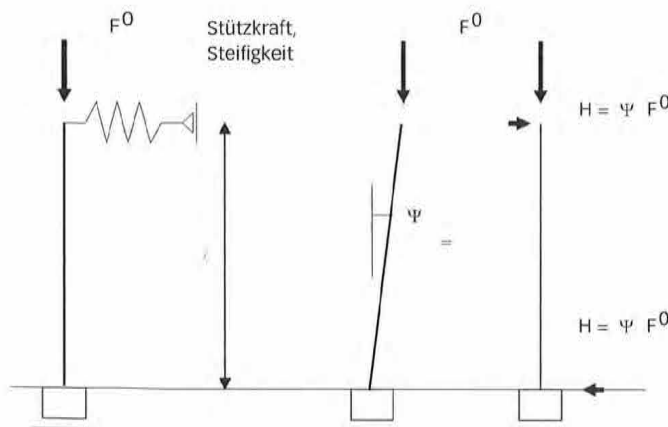


Bild 1: Druckstab und Stützung Bild 2: Verformung - Ersatzlast

Drei Kriterien für die Dimensionierung sind zu beachten:

$$F^0 = \min \begin{cases} A \cdot f_c & \text{Festigkeit, Stütze} \\ \frac{\pi}{\lambda^2} \cdot EI & \text{Stabilität, Stütze} \\ K \cdot a & \text{Stabilität, Stützung} \end{cases}$$

Die notwendige Kraft für die Stützung folgt aus der Ungenauigkeit und der Verformung des Systems. *Bild 2* zeigt das verformte System und das zugehörige genaue System mit den Ersatzlasten.

Ungenaues, imperfektes, vorverformtes System = genaues System + Ersatzlast.

Die Verdrehung, Schiefstellung der Stütze, folgt aus der Vorverdrehung ϕ und der elastischen Verformung der Stützkonstruktion.

ψ (Vorverformung ϕ + elastische Verformung)

- Vorverformung: DIN 1052, 8.5.2 und 8.5.3:
Vorverdrehung $\phi = 0,005 = 1 / 200$
- Elastische Verformung: DIN 1052, 8.4.2 (8) und 8.4.3 (9):
Verformung: $l / 500$, (Kragarm $l / 250$)

Für die Bestimmung der Ersatzlast wird die größte erlaubte elastische Verformung der Stützkonstruktion angesetzt. Damit wird die größte Ersatzlast erhalten und eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung rechtwinklig zur Haupttragrichtung vermieden.

Für das Beispiel *Bild 2* folgt:

$$\psi = \frac{1}{200} + \frac{1}{250} \quad H = F^0 \cdot \left(\frac{1}{200} + \frac{1}{250} \right) = F^0 / 111$$

Hinweis: Gleichungen (11) und (12) der DIN 1052 geben etwa den doppelten Wert für eine Zwischenabstützung an. Bei einer Zwischenabstützung ist der Knick in der Verformungslinie doppelt so groß!

Im baulichen Gesamtzusammenhang wirken die Stabilisierungslasten zusammen mit den anderen horizontalen Einwirkungen rechtwinklig zur Haupttragrichtung. Es bleiben Fragen:

Wie weit müssen die Stabilisierungslasten geleitet werden, bis ins Fundament?

Welchen zusätzlichen Aufwand erfordern die Stabilisierungslasten?

Stören die Aussteifungskonstruktionen den Gesamteindruck?

Die Berechnung eines Systems kann auf unterschiedliche Weise erfolgen:

- Räumliches Gesamtsystem mit Vorverformungen (oder Ersatzlasten) nach Theorie II. Ordnung.
- Ebene Teilsysteme nach Theorie I. Ordnung und Ersatzstabverfahren. Schnittgrößen mit Kennzeichen $^0(p_z^0, N^0, M_y^0)$. Daraus folgen die Ersatzlasten für Beanspruchung der Aussteifung rechtwinklig zur Berechnungsebene.
- Ebene Teilsysteme nach Theorie II. Ordnung mit Vorverformungen (oder Ersatzlasten). Schnittgrößen mit Kennzeichen $^0(p_z^0, N^0, M_y^0)$. Daraus folgen die Ersatzlasten für Beanspruchung der Aussteifung rechtwinklig zur Berechnungsebene.

Dazu notwendig sind Angaben über die Ungenauigkeit (Imperfektion), über deren Größe und Form, sowie über die erlaubten elastischen Verformungen.

Die Norm DIN 1052 enthält dazu Angaben, ebenso finden sich Angaben über Imperfektionen in den Normen für Massivbau und

Stahlbau. Die Einwirkungen aus Vorverformungen und elastischen Verformungen werden unterschiedlich als Ersatzlasten, Aussteifungslasten, Stabilisierungslasten bezeichnet. Wird in Richtung der Ersatzlasten nach Theorie I. Ordnung gerechnet, müssen diese aus den Vorverformungen und den elastischen Systemverformungen berechnet werden.

Bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung müssen nur die Vorverformungen berücksichtigt werden.

2 Theorie

Die Gleichgewichtsgleichungen des Stabes für die Theorie II. Ordnung (Biegedrillknicken) liefern die verteilt angenommenen Ersatzlasten infolge Verformungen. Mit den Bezeichnungen nach Anhang E.3, Kipplängenbeiwerte, lauten die Gleichgewichtsgleichungen nach Theorie II. Ordnung in y -Richtung und um die x -Achse:

$$-(B \cdot v)'' - (M_y^0 \cdot \vartheta)'' + (N^0 \cdot v')' + p_y = 0$$

$$(T \cdot \vartheta)' - M_y^0 \cdot v'' + m_x + p_x^0 \cdot \vartheta \cdot a_z = 0$$

Denkt man sich die Verformung v und die Verdrehung ϑ als Vorverformung einschließlich der elastischen Verformung als v_v und ϑ_v , so geben die Ausdrücke mit den mit dem Zeiger 0 gekennzeichneten Schnittgrößen die Ersatzlast p_{Ey} und das Ersatzdrehmoment m_{Ex} an.

$$p_{Ey} = -(M_y^0 \cdot \vartheta_v)'' + (N^0 \cdot v_v)'$$

$$m_{Ex} = -M_y^0 \cdot v_v'' + p_x^0 \cdot \vartheta_v \cdot a_z$$

3 Druckstab

Wird der Obergurt, Bild 3, eines mit Gleichlast p_z^0 belasteten Trägers alleine betrachtet, kann ebenfalls die Ersatzlast bestimmt werden. Die Druckkraft dN^0 an der Stelle x hat mit der Spannweite $\ell - 2 \cdot x$ in Feldmitte ein Biegemoment infolge der Vorverformung $\varepsilon_0 = (0,0025 + 1 / 500) (\ell - 2x) = (\ell - 2x) / 222$ zur Folge:

$$dM_2 = dN^0 \cdot (\ell - 2 \cdot x) / 222$$

mit

$$dN^0 = \frac{dM_y^0}{b} = \frac{Q_z^0 \cdot dx}{b} = \frac{p_z^0 \cdot (\ell - 2 \cdot x)}{2 \cdot b} \cdot dx$$

wird

$$M_{xy} \left(x = \frac{\ell}{2} \right) = \int_0^{\ell/2} \frac{p_z^0 \cdot (\ell - 2 \cdot x)}{2 \cdot b} \cdot \frac{1}{222} \cdot (\ell - 2 \cdot x) \cdot dx$$

$$= \frac{p_z^0 \cdot \ell^2}{2 \cdot b} \cdot \frac{1}{222} \cdot \frac{\ell}{2 \cdot 3} = \frac{M_{y0}^0}{b} \cdot \varepsilon_0 \cdot \frac{2}{3}$$

$$= \frac{M_{y0}^0}{b} \cdot \frac{\ell}{222} \cdot \frac{2}{3} = \frac{q_d \cdot \ell^2}{8} \rightarrow q_d = \frac{M_{y0}^0}{b \cdot \ell} \cdot \frac{1}{27,7} \cdot \frac{2}{3}$$

In DIN 1052 wird anstelle des Faktors 27,2 der Faktor 30 angegeben. Die obige Herleitung weist die vollständige Querbiegung einer Seitensteifigkeit der Aussteifungskonstruktion zu. Die Eigensteifigkeit der Stütze oder des Trägers wird in den Gleichungen (13) bzw. (15) und (16) durch den Faktor $(1-k_c)$ bzw. $(1-k_m)$ berücksichtigt. Ist die Druckkraft im Obergurt konstant, so entfällt der Faktor 2/3.

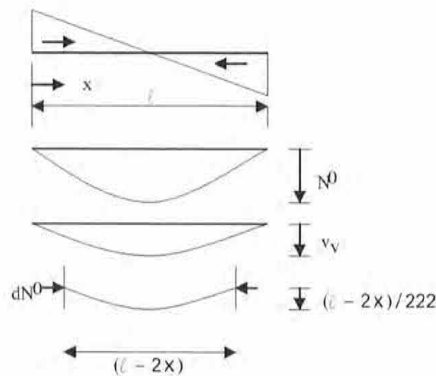


Bild 3: Druckstab mit veränderlicher Normalkraft

Bei Rechteckquerschnitten wird der Faktor 2/3 gekürzt, da der Hebelarm der inneren Kräfte $2/3 \cdot b$ und nicht b ist! Beim Zweipunktquerschnitt, bzw. beim Fachwerk kann der Faktor 2/3 belassen werden, vgl. DIN 1052, 8.4.3(8). Die Ersatzlast kann auch in Abhängigkeit der Einwirkung angegeben werden.

$$q_d = \frac{p_z^0 \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{1}{30 \cdot b \cdot \ell} \cdot \frac{2}{3} = p_z^0 \cdot \frac{\ell}{240 \cdot b} \cdot \frac{2}{3}$$

Hinweis: Aus der Differentialgleichung ist die Ersatzlast und mit

$$p_{Ey} = (N \cdot v)'$$

$$N^0 = N_0^0 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \quad v = v_{v0} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \text{ wird}$$

$$M_{xy} \left(x = \frac{\ell}{2} \right) = \frac{M_{y0}^0}{b} \cdot v_{v0} \cdot \frac{1}{2}$$

Der parabel förmige Verlauf der Normalkraft und der Verformung liefern ebenfalls den Faktor 1/2.

4 Träger

Zur Herleitung der Ersatzlasten für den Ober- und Untergurt eines Fachwerkträgers wird angenommen, dass die Einwirkung p_z^0 sowie die Vorverformungen v_v und ϑ_v sinusförmig verlaufen.

$$p_x^0 = p_{x0}^0 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \quad M_y^0 = M_{y0}^0 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right)$$

$$v_v = v_{v0} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \quad \vartheta_v = \vartheta_{v0} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right)$$

Ersatzlast in y -Richtung

$$p_{Ey} = -(M_y^0 \cdot \vartheta_v)'' = -M_{y0}^0 \cdot \vartheta_{v0} \cdot \left(\sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \right)''$$

Die Einwirkung zweimal integriert liefert das Biegemoment, das Differenzieren und dann das Integrieren können hier erspart bleiben, die Randbedingungen stimmen auch. Der Wert des Biegemomentes in Trägermitte ist dann:

$$M_{zv0} = M_{y0}^0 \cdot \vartheta_{v0}$$

Ersatzlast m um die x -Achse

$$m_{Ex} = -M_y^0 \cdot \vartheta_v + p_z^0 \cdot \vartheta_v \cdot a_z = M_{y0}^0 \cdot \vartheta_{v0} \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) + p_{z0}^0 \cdot \vartheta_{v0} \cdot a_z \cdot \sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) = M_{y0}^0 \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \cdot (\vartheta_{v0} + \vartheta_{v0} \cdot a_z)$$

Das Torsionsmoment infolge m_{Ex} wird durch ein Kräftepaar auf den Obergurt und Untergurt ersetzt, die Abtragung erfolgt über Querverbiegung der Gurte. Diese Tragwirkung entspricht der der Wölbkrafttorsion.

$$p_{Ey, \text{Obergurt}} = p_{Ey} \cdot \frac{1}{2} + m_{Ex} \cdot \frac{1}{b}$$

$$-M_{y0}^0 \cdot \vartheta_{v0} \cdot \left(\sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right)\right) \cdot \frac{1}{2} + M_{y0}^0 \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \cdot (\vartheta_{v0} + \vartheta_{v0}) \cdot \frac{1}{b}$$

$$p_{Ey, \text{Untergurt}} = p_{Ey} \cdot \frac{1}{2} - m_{Ex} \cdot \frac{1}{b}$$

$$-M_{y0}^0 \cdot \vartheta_{v0} \cdot \left(\sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right)\right) \cdot \frac{1}{2} - M_{y0}^0 \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) \cdot (\vartheta_{v0} + \vartheta_{v0}) \cdot \frac{1}{b}$$

Die horizontale Auflagerkraft und das Biegemoment in Feldmitte sind:

$$A_{\text{Obergurt}} = 0 + M_{y0}^0 \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot (\vartheta_{v0} + \vartheta_{v0} \cdot a_z) \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{\ell}{4}$$

$$M_{\text{Obergurt}} = M_{y0}^0 \cdot \left(\vartheta_{v0} \cdot \frac{1}{2} + \left(\frac{\pi^2}{16} + \frac{1}{4}\right) \cdot \left(\frac{\vartheta_{v0}}{b} + \frac{\vartheta_{v0} \cdot a_z}{b}\right)\right)$$

$$A_{\text{Untergurt}} = 0 - M_{y0}^0 \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot (\vartheta_{v0} + \vartheta_{v0} \cdot a_z) \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{\ell}{4}$$

$$M_{\text{Untergurt}} = M_{y0}^0 \cdot \left(\vartheta_{v0} \cdot \frac{1}{2} - \left(\frac{\pi^2}{16} + \frac{1}{4}\right) \cdot \left(\frac{\vartheta_{v0}}{b} + \frac{\vartheta_{v0} \cdot a_z}{b}\right)\right)$$

Der Obergurt mit Druckkraft erhält eine Vorverformung (DIN 1052.8.5.2 Gleichung (19)) und eine elastische Verformung (DIN 1052,

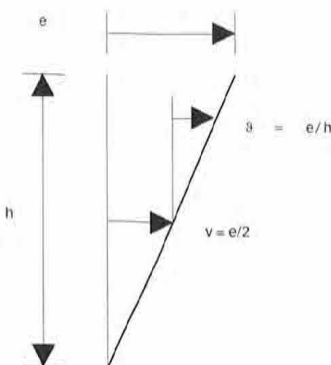


Bild 4: Verformung in Trägermitte

8.5.3 (9) in y -Richtung von

$$e = (0,0025 \cdot \ell + \ell / 500) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right) = e_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{\ell} \cdot x\right)$$

Der Zuggurt bleibt gerade. Die Amplituden der Verformung sind dann nach Bild 4:

$$\vartheta_{v0} = \frac{e}{2}; \quad \vartheta_{v0} = \frac{e}{b}$$

$$A_{\text{Obergurt}} = 0 + M_{y0}^0 \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{b}\right) \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{\ell}{4} \cdot e_0$$

$$M_{\text{Obergurt}} = M_{y0}^0 \cdot \left(\frac{1}{2} + 0,867 \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{b}\right)\right) \cdot \frac{e_0}{b}$$

$$A_{\text{Untergurt}} = 0 + M_{y0}^0 \cdot \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{b}\right) \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{\ell}{4} \cdot e_0$$

$$M_{\text{Untergurt}} = M_{y0}^0 \cdot \left(\frac{1}{2} - 0,867 \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{b}\right)\right) \cdot \frac{e_0}{b}$$

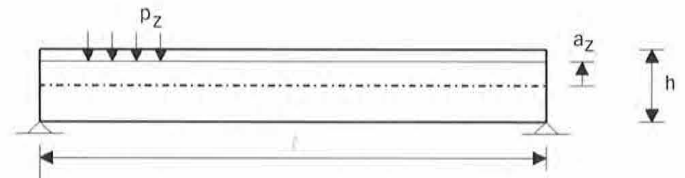


Bild 5: Einfeldträger

Zahlenbeispiel:

$$\ell = 50 \text{ m}; \quad b = 5 \text{ m}; \quad M_{y0}^0 = 3.125 \text{ kNm}$$

$$e_0 = 50 \cdot (0,0025 + 1/500) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_{\text{Obergurt}} = 0 + 3.125 \cdot \frac{\pi^2}{50^2} \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{5}\right) \cdot \frac{1}{5} \cdot \frac{50}{4} \cdot 0,225 = 0 - 3,45 + 1,39 \cdot a_z \text{ kN}$$

$$M_{\text{Obergurt}} = 3.125 \cdot \left(\frac{1}{2} + 0,867 \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{5}\right)\right) \cdot \frac{0,225}{5} = 131,0 + 24,4 \cdot a_z \text{ kNm}$$

$$A_{\text{Untergurt}} = 0 - 3.125 \cdot \frac{\pi^2}{50^2} \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{5}\right) \cdot \frac{1}{5} \cdot \frac{50}{4} \cdot 0,225 = 0 - 3,45 - 1,39 \cdot a_z \text{ kN}$$

$$M_{\text{Untergurt}} = 3.125 \cdot \left(\frac{1}{2} - 0,867 \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{a_z}{5}\right)\right) \cdot \frac{0,225}{5} = 9,35 - 24,4 \cdot a_z \text{ kNm}$$

Bemerkenswert ist, dass bei Lastangriff im Schwerpunkt des Querschnitts, d.h. beim Fachwerk - die halbe Last am Obergurt und die halbe Last am Untergurt - der gerade Untergurt nahezu kein Biegemoment quer zur Tragrichtung erhält. Kann der Träger selber die Biegemomente (M_z) nicht aufnehmen, was meist der Fall ist, muss eine Aussteifungskonstruktion diese übernehmen.

Nach DIN 1052 8.4.3 Gleichung (16) beträgt die Ersatzlast, bei $k_m=1$, $k_i=1$ und $n=1$

$$\dot{q}_d = \frac{N_d}{30 \cdot l} = \frac{M_d}{30 \cdot b \cdot l}$$

und mit den obigen Zahlen wird damit

$$A = \frac{M_d}{30 \cdot b \cdot 2} = \frac{3125}{60 \cdot 5} = 10,4 \text{ kN}$$

$$M = \frac{M_d \cdot l^2}{30 \cdot b \cdot l \cdot 8} = \frac{M_d \cdot l}{240 \cdot b} = \frac{3.125 \cdot 50}{240 \cdot 5} = 130 \text{ kNm}$$

Das Biegemoment stimmt mit den oben angegebenen für $a_z = 0$ etwa überein. Beim Fachwerk darf allerdings nach 8.4.3 (8) der Wert noch um 2/3 abgemindert werden.

Eine Möglichkeit Ersatzlasten zu berechnen bietet, ein räumliches Stabprogramm. Ein Gelenkfachwerk in der x-z Ebene erhält parallel zum Ober- und Untergurt je einen Aussteifungsträger. Die Bilder 6/1 und 6/2 zeigen das System und in Tabelle 1 sind Berechnungsergebnisse angegeben. Die Biegesteifigkeit um die z-Achse, die schwache Achse, wird den zwei Aussteifungsträgern zugewiesen. Die Ergebnisse stimmen mit den analytisch ermittelten überein.

Mit diesem Modell können Ersatzlasten zur Berücksichtigung von Ungenauigkeiten und elastischen Verformungen auch an anderen als gelenkig gelagerten Einfeldträgern bestimmt werden.

Neben der Ungenauigkeit des Systems nach Abschnitt 8.5.2 und 8.5.3 der DIN 1052 muss auch die elastische Verformung mit berücksichtigt werden. Nach den Abschnitten 8.4.2 (8) und 8.4.3 (9) beträgt der erlaubte Größtwert $l/500$. Werden diese beiden Werte addiert und als Vorverformung ($0,0025 l + l/500 = l/222$) zur Bestimmung der Ersatzlasten verwendet, so ist eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung in Aussteifungsrichtung nicht mehr erforderlich, allerdings muss der Nachweis geführt werden, dass die Grenzen der elastischen Verformung eingehalten werden.

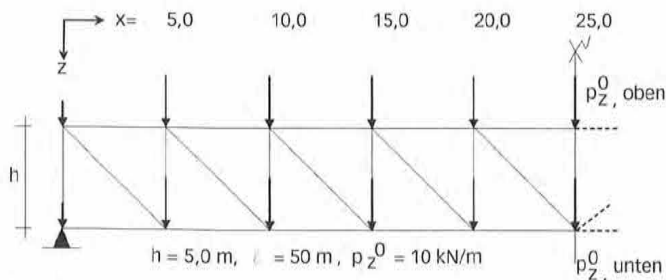


Bild 6/1: Fachwerkträger, x-z-Ebene

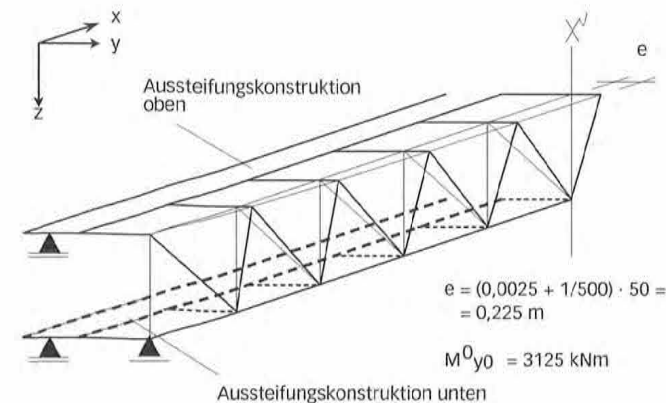


Bild 6/2: Aussteifungskonstruktion und Verformung des Obergurtes

Tabelle 1: Biegemomente und Ersatzlasten in den Aussteifungskonstruktionen

	x=0	x=5,0	x=10,0	x=15,0	x=20,0	x=25,0
$P_{z,obergurt}^0$ Last am Obergurt						
Aussteifungskonstruktion oben, Ersatzlast und Biegemoment, Auflagerkraft: $A_z = -7,42 \text{ kN}$						
H_{xy} in kN	-3,64	-0,59	+1,76	+3,36	+4,28	+4,55
$M_{z,obergurt}$ in kNm	0	+55,3	+114,0	+163,0	+195,0	+207,0
Aussteifungskonstruktion unten, Ersatzlast und Biegemoment, Auflagerkraft: $A_z = +7,42 \text{ kN}$						
H_{xy} in kN	0	-3,64	-2,20	-1,13	-0,41	-0,09
$M_{z,untergurt}$ in kNm	0	-37,1	-56,1	-64,0	-66,3	-66,5
$P_{z,untergurt}^0$ Last am Untergurt						
Aussteifungskonstruktion oben, Ersatzlast und Biegemoment, Auflagerkraft: $A_z = 0 \text{ kN}$						
H_{xy} in kN	-3,64	-1,39	+0,32	+1,49	+2,12	+2,20
$M_{z,obergurt}$ in kNm	0	+18,2	+43,4	+67,0	+83,1	+89,0
Aussteifungskonstruktion unten, Ersatzlast und Biegemoment, Auflagerkraft: $A_z = 0 \text{ kN}$						
H_{xy} in kN	0	-2,84	-0,77	+0,77	+1,76	+2,16
$M_{z,untergurt}$ in kNm	0	0	+14,2	+32,2	+46,4	+51,8

5 Gabelgelagerter Einfeldträger

Der gabelgelagerte Einfeldträger erfordert die nach Bild 7 angegebenen Stabilisierungselemente.

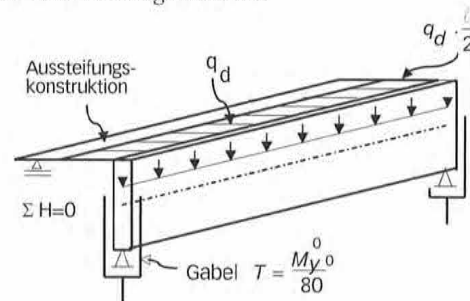


Bild 7: Gabelgelagerter Einfeldträger mit Stabilisierungselementen

Aus der Verformung des Trägers in y-Richtung folgt ein Torsionsmoment, das am Auflager aufgenommen werden muss. Die Horizontalkraft in der oben liegenden Aussteifungskonstruktion ist ausgeglichen.

$$T = p_z^0 \cdot \int_0^l e_0 \cdot 4 \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right) dx = p_z^0 \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot e_0 = p_z^0 \cdot \frac{l^2}{222} \cdot \frac{1}{3} = \frac{M_y^0}{83,3} \approx \frac{M_y^0}{80}$$

Der zweite Term in Gleichung (14) der DIN 1052 berücksichtigt eine eventuelle Verbindung mit einem vorhandenen Verband an der Stirnseite der Träger über den Stützen. Die Gabel wird so entlastet, bis auf Null. Bild 8 zeigt die beiden Möglichkeiten.

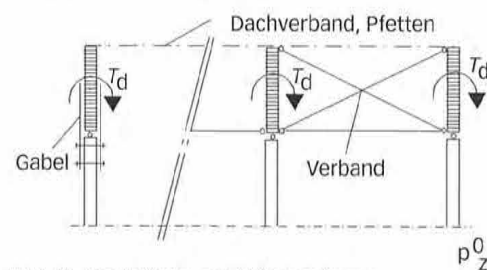
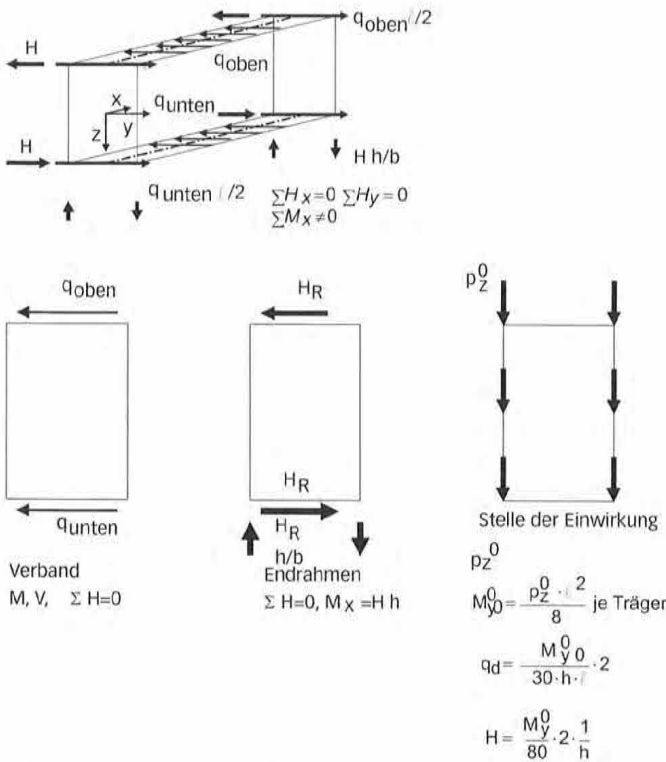


Bild 8: Aussteifung am Trägerauflager

6 Zwei Träger nebeneinander, Fachwerkbrücke

Für eine überdachte Fachwerkbrücke, zwei Träger mit unten angeordneter Fahrbahn und oben angeordnetem Dach, liefern die für einen Träger gewonnenen Ergebnisse die im Bild 9 dargestellten Ersatzlasten.



Stelle der Einwirkung	q _{oben}	q _{unten}	H _R
oben	1,5 q _d	-0,5 q _d	H
Mitte	1,0 q _d	0	0,5 H
unten	0,5 q _d	0,5 q _d	0

Bild 9: Fachwerkbrücke und Ersatzlasten

7 Mehrere Träger nebeneinander, Halle

Für eine Halle mit 2 Randträgern und 5 Innenträgern wird die Beanspruchung in y-Richtung der einzelnen Teile in Folge der Ersatzlasten und Windlasten zusammengestellt. Die Träger auf den Stützen liegen in der x-z Ebene.

- Obergurtebene, Verband
 - q_d nach Gleichung (16) der DIN 1052, Gleichgewicht, keine resultierende H-Kraft
 - Schnittgrößen in der Aussteifungskonstruktion: M_d, V_d
 - Gleichgewichtssystem
 - w_d, Wind Druck und Sog auf Giebel
 - Schnittgrößen in der Aussteifungskonstruktion: M, V, Weiterleitung der Auflagerkraft

Bild 10 zeigt die Beanspruchung der Verbindungen der Träger untereinander zum Aussteifungsverband hin.

- Stirnseite der Binder, Verband oder Gabel
 - Ersatzlast $H = + / - n (M_y / 80) / h$
 - Keine Weiterleitung von H
 - Wind W, Weiterleitung!

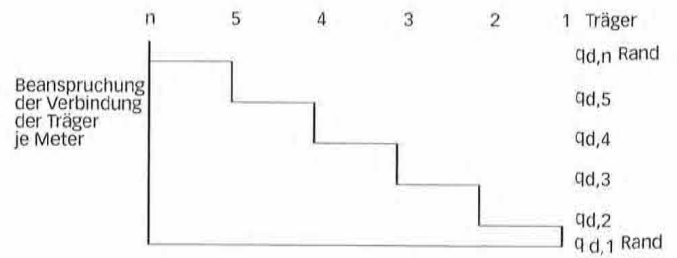


Bild 10: Beanspruchung Verbindung der Träger zur Aussteifungskonstruktion

Bild 11 zeigt die Beanspruchung der Wand in y-Richtung

- Stützen, Verband
 - Wind W, Weiterleitung ins Fundament
 - Stabilisierung $H = V \psi$, keine Weiterleitung ins Fundament
- Fundament
 - Wind W

8 Beispiel

Träger:

Spannweite: $\ell = 25$ m, Querschnitt: $b / h = 0,18 / 1,62$ m, Trägerabstand: $e = 4,5$ m

Stützhöhe bis UK Träger $h = 5,0$ m

Einwirkung:

$$r_d = 1,35 \cdot 3,2 + 1,5 \cdot 5,0 = 11,82 \text{ kN / m}$$

$$M_{y,0,d}^0 = \frac{11,82 \cdot 25^2}{8} = 923 \text{ kNm}$$

- Obergurtebene, Verband

Berücksichtigung der Eigensteifigkeit, Kippbeiwert für den Träger ohne Aussteifung: $k_m = 0,229$

$$\text{Abmessung } k = \min \left\{ 1, \sqrt{\frac{15}{\ell}} \right\} = 0,78$$

Ersatzlast für einen Träger

$$q_{d,i} = k \cdot \frac{(1 - k_m) \cdot \frac{M_{y,0,d}^0}{b}}{30 \cdot \ell} = 0,78 \cdot \frac{(1 - 0,229) \cdot \frac{923}{1,62}}{30 \cdot 25} = 0,457 \text{ kN / m}$$

$$A_{d,i} = q_{d,i} \cdot \ell / 2 = 0,457 \cdot 25 / 2 = 5,71 \text{ kN}$$

Hinweis: die Ersatzlast beträgt ein 1/26 der lotrechten Einwirkung.

In der Dachebene muss der Aussteifungsverband für n Träger diese Ersatzlast als Gleichgewichtsgruppe aufnehmen.

- Stirnseite der Binder, Verband oder Gabel

$$T_{d,i} = \frac{M_{y,0,d}^0}{80} = \frac{923}{80} = 11,5 \text{ kNm} \quad H_{d,i} = \frac{T_{d,i}}{b} = \frac{11,5}{1,62} = 7,12 \text{ kN}$$

- Stützen, Verband

$$H_{d,i} = V_{d,i} \cdot \left(\varphi + \frac{1}{250} \right) = q_{z,d}^0 \cdot \frac{\ell}{2} \cdot \frac{1}{111} = 11,82 \cdot \frac{25}{2} \cdot \frac{1}{111} = 1,33 \text{ kN}$$

Wind

$$w_{d,i} = 1,5 \cdot 0,8 \cdot (0,8 + 0,5) \cdot (5,0 / 2 + 1,62) = 6,42 \text{ kN / m}$$

$$w_{d,i} = 6,42 \cdot 12,5 = 80,3 \text{ kN}$$

Zusammenstellung der Beanspruchungen der Aussteifungsverbände

für $n = 6$ Träger (2 Randträger und 5 Mittelträger, Hallenlänge = $6 \cdot 4,5 = 27$ m)

- Obergurtebene, Verband

$$r_{di} = w_d + n \cdot q_{di} = 6,42 + 6 \cdot 0,457 = 9,16 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \frac{9,16 \cdot 25^2}{8} = 716 \text{ kNm}$$

$$V_d = w_d \cdot \frac{\ell}{2} + n \cdot q_{di} \cdot \frac{\ell}{2} = 80,2 + 34,3 = 114,5 \text{ kN}$$

Der Verband muss für ein Biegemoment $M_d = 716$ kNm und eine Querkraft von $V_d = 114,5$ k bemessen werden.

- Stirnseite der Binder, Verband oder Gabel (Bild 11)

Der Windanteil $W_d = 80,2$ kN muss auf der Stirnseite der Träger weitergeleitet werden. Dazu kommt aber noch der Anteil aus der La gesicherung der Träger mit

$$H_{T,d} = 6 \cdot 7,12 = 42,7 \text{ kN}$$

$$H_d = W_d + H_{T,d} = 80,2 + 42,7 = 122,9 \text{ kN}$$

- Stützen, Verband (Bild 11)

Der Windanteil $W_d = 80,2$ kN muss weitergeleitet werden. Dazu kommt aber noch der Anteil aus der Schiefstellung der Stützen

$$H_{S,d} = 6 \cdot 1,33 = 8,0 \text{ kN}$$

$$H_d = W_d + H_{S,d} = 80,2 + 8,0 = 88,2 \text{ k}$$

Das Fundament erhält nur aus Wind eine horizontale Belastung.

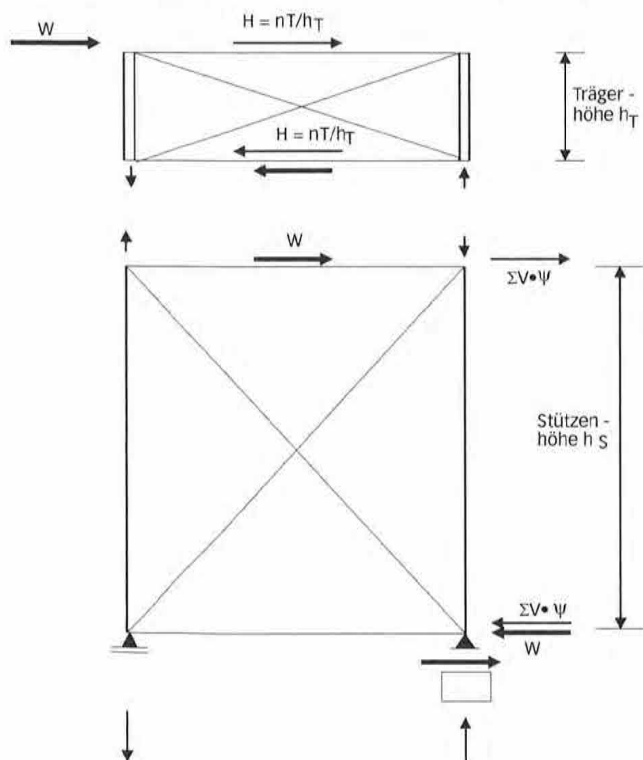


Bild 11: Seitenansicht, y-z Ebene

Hinweis: Die Ungenauigkeiten und elastischen Verformungen in y-Richtung verursachen Ersatzlasten, die keine resultierenden Horizontalkräfte in y-Richtung haben, aber ein resultierendes Moment um die x-Achse:

$$T_{d,x} = n \cdot T_{di} + n \cdot H_{Sdi} \cdot b_{Strec} =$$

$$6 \cdot 11,5 + 6 \cdot 1,33 \cdot 5,0 =$$

$$169,0 + 40,0 = 109,0 \text{ kN}$$

Dieses Moment belastet, bzw. entlastet die beiden Stützen, zwischen denen der Verband liegt:

$$V_d = \frac{T_{d,x}}{e} = \frac{109,0}{4,5} = 24,2 \text{ kN}$$

Die Bemessungsdruckkraft aus dem Eigengewicht beträgt 148 kN, aus der Windeinwirkung 118,0 kN.

9 Zusammenfassung

Die Stabilität rechtwinklig zur Haupttragebene muss durch Aussteifungssysteme, die für Ersatzlasten dimensioniert werden, sichergestellt werden. Die Ersatzlasten hängen von der Beanspruchung in der Haupttragebene und von den Vorverformungen und elastischen Systemverformungen rechtwinklig dazu ab.

In der DIN 1052 sind Ersatzlasten angegeben. Ersatzlasten können auch analytisch mit den entsprechenden Ausdrücken der Differentialgleichungen des Biegedrillknickens und auch mit Berechnungen am seitlich verformten Fachwerkträger gefunden werden. Ersatzlasten können immer in beide Richtungen senkrecht zur Haupttragrichtung wirken.

Als Literatur werden die Hefte vom Informationsdienst Holz, holzbau Handbuch Reihe 2, Teil 12, Folgen 1, 2 und 3, genannt.

Die wichtigsten Ersatzlasten nach DIN 1052 lauten:

$$q_{di} = \frac{M_d \cdot (1 - k_m)}{30 \cdot \ell \cdot b} \cdot k = (1 - k_m) \cdot k_1 \cdot p_z^0 \cdot \frac{\ell}{240 \cdot b} \quad T_{di} = \frac{M_d}{80}$$

Die Kosten für die Aussteifungselemente im Dach, das sind bei Hallen die Diagonalen mit den Anschlüssen, betragen zwischen 5 % und 15 % der Dachkosten. Die untere Angabe gilt beispielsweise für Diagonalen aus Stahl ohne Brandschutzanforderungen, die obere für Diagonalen aus Holz mit Brandschutzanforderung F30. Dabei ist aber zu beachten, dass die Aussteifungskonstruktion neben den Ersatzlasten auch die Windlasten übernehmen muss. Die nur durch Ersatzlasten verursachten Kosten bleiben unter den genannten.

Dipl.-Ing. Harald Schwab



Fraunhofer-Institut
für Holzforschung - WKI
Fachbereich Qualitätsprüfung
und -bewertung
Bienroder Weg 54 E
38108 Braunschweig
Tel.: 0531 2155-370
Fax: 0531 2155-907
E-Mail: harald.schwab@wki.thg.de

- | | |
|-----------|---|
| 1964 | geboren in Amorbach |
| 1979-1987 | Lehre zum Holzmechaniker und Gesellenzeit |
| 1989 | Fachgebundene Hochschulreife |
| 1990-1996 | Studium Bauingenieurwesen in Braunschweig |
| 1996-2001 | Anwendungstechniker für Fermacell im Holzbau,
FELS-Werke GmbH, Goslar |
| 2001-2003 | wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachbereich
Bauanwendung Holz und Holzwerkstoffe im
Fraunhofer-Institut für Holzforschung - WKI |
| Seit 2003 | Fachbereichsleiter im Fachbereich Qualitätsprüfung
und -bewertung am Fraunhofer-Institut für Holzforschung -
WKI |

Holzwerkstoffe: Verwendungsklassen ...

... und Kennzeichnung nach EN 13986



Bild 1: Ab dem 1. April 2004 müssen Holzwerkstoffe mit dem CE-Zeichen gekennzeichnet werden.

Im Februar 2004 wurde die europäische Norm EN 13986 „Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen - Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung“ veröffentlicht. Damit sind die Grundlagen für die CE-Kennzeichnung von Holzwerkstoffen geschaffen. Wie es zu dieser Norm kam, welchen rechtlichen Hintergrund sie hat und welche Auswirkungen für die Hersteller daraus folgen, soll im nachfolgenden Artikel erläutert werden. Dabei wird auf einige wesentliche Fragen eingegangen.

Grundlage für die CE-Kennzeichnung ist die EN 13986

Im September 2002 wurde die Europäische Norm EN 13986 „Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen - Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung“ veröffentlicht. Damit wurde ein wichtiger Schritt zur Harmonisierung von Bauprodukten in Europa gemacht. Der nächste Schritt war die Veröffentlichung der Norm durch die Europäische Kommission im Europäischen Journal am 27. Februar 2003, ihm folgte die Veröffentlichung in Deutschland im Bundesanzeiger und als vorerst aktuellster Schritt das „Einstellen“ der Norm in die Bauregelliste B Teil 1, nachzulesen in der DIBt Mitteilung 1/2004, erschienen am 13. Februar 2004. Somit ist diese für Holzwerkstoffe wichtige Norm harmonisiert und in Deutschland eingeführt.

Grundgedanke der EU

Grundlage zur Schaffung dieser Norm war der „Europäische Grundgedanke“ des freien Verkehrs von Waren, Dienstleistungen, Kapital und Arbeit im europäischen Binnenmarkt. Für die Umsetzung wurden Europäische Richtlinien erarbeitet, die innerhalb einer bestimmten Frist in nationales Recht umzuwandeln sind. Dazu sind die Mitgliedstaaten auf Grundlage des EWG-Vertrages, Artikel 189, verpflichtet.

Die wesentlichen Anforderungen an Bauprodukte:

- Mechanische Festigkeit und Standsicherheit
- Brandschutz
- Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz
- Nutzungssicherheit
- Schallschutz
- Energieeinsparung und Wärmeschutz

Hinweis 1: Anforderungen

Richtlinie für den Baubereich

Erste für den Baubereich wirksame EG-Richtlinien betrafen die Vergabe öffentlicher Aufträge. Dies waren die Bauliberalisierungsrichtlinie und die Baukoordinierungsrichtlinie, beide aus dem Jahr 1971. Die erste verbot die Diskriminierung ausländischer, in anderen Staaten der Gemeinschaft ansässiger Unternehmen im Wettbewerb um die Vergabe von Bauaufträgen der öffentlichen Hand. Die zweite legte für Bauaufträge von einer bestimmten Größenordnung an Verfahren fest, mit denen auch Interessenten aus jeweils anderen Mitgliedstaaten der Zugang zu öffentlichen Bauaufträgen ermöglicht und erleichtert wird. Weitere, hier nicht näher erläuterte Richtlinien sind die Lieferkoordinierungsrichtlinie und die Informationsrichtlinie, mit der ein Verfahren der gegenseitigen Unterrichtung über Vorhaben aller Mitgliedstaaten auf dem Gebiet der technischen Normung eingeführt wurde.

Bauproduktenrichtlinie

1988 wurde die Richtlinie zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte, die sogenannte „Bauproduktenrichtlinie“ (BPR) oder auch „CE-Zeichen-Richtlinie“ erlassen. Sie gilt für Bauprodukte, die dauerhaft in Bauwerke des Hoch- oder Tiefbaus eingebaut werden. Die Richtlinie verpflichtet die Mitgliedstaaten alle erforderlichen Maßnahmen zu treffen, damit Bauprodukte, die zur Verwendung in Bauwerken bestimmt sind, nur in den Verkehr gebracht werden können, wenn sie brauchbar sind, d.h. dass sie „wesentliche Anforderungen“ erfüllen (siehe *Hinweis 1*). Diese „wesentlichen Anforderungen“ sind in sechs Grundlegendokumenten konkret formuliert. Daneben gibt es noch Leitpapiere, die zwar keinen rechtsverbindlichen Charakter haben, aber einen schriftlichen Konsens der Mitgliedstaaten über den praktischen Vollzug der Bauproduktenrichtlinie darstellen.

Welche Holzwerkstoffe müssen gekennzeichnet sein?

Gekennzeichnet werden müssen Holzwerkstoffe für die Verwendung im Bauwesen. Die Norm sieht hier bestimmte Anwendungsbereiche vor (*Hinweis 3*).

Was bedeutet „für die Verwendung im Bauwesen“, spielt die Art der Anwendung eine Rolle?

Es gibt sicher eindeutige Zuordnungen, aber auch Grenzfälle. Werden Platten als Beplankung von Wandtafeln oder zur Aussteifung von Dächern herangezogen, dann besteht kein Zweifel an der Notwendigkeit der CE-Kennzeichnung solcher Platten. Werden Platten aber z.B. als Wandpaneele verwendet, die jederzeit wieder ausgebaut werden können, dann gibt es bereits Interpretationsspielräume.

Ab wann dürfen in Deutschland nur noch CE-gekennzeichnete Holzwerkstoffe verwendet werden?

Die Frage ist im Grunde falsch gestellt. Sie müsste lauten: Ab wann dürfen in Deutschland nur noch Platten in den Verkehr gebracht werden, die ein CE-Zeichen tragen? Dies ist nach derzeitigem Stand der Erkenntnisse der 1. April 2004.

Dürfen auch Holzwerkstoffe verwendet werden, die nicht gekennzeichnet sind?

Alle Platten, die (derzeit) nicht in den Rahmen der EN 13986 passen, können nicht gekennzeichnet werden. Sie dürfen aber weiter auf der Grundlage ihres bisherigen Verwendbarkeitsnachweises verwendet werden. Dies können Platten sein, für die es eine gültige allgemeine bauaufsichtliche Zulassung gibt. Europäische Zulassungen werden künftig die CE-Kennzeichnung solcher Platten regeln.

Welche Auswirkungen hat die CE-Kennzeichnung für die Holzwerkstoffhersteller?

Die Hersteller müssen sich auf ein neues System des Konformitätsnachweises einstellen und ihre werkseigene Produktionskontrolle anpassen. In den meisten Fällen sind die Hersteller bereits seit Jahren durch Überwachungs- und Zertifizierungsstellen überwacht worden. Das bisherige deutsche System sah dabei zumeist eine Prüfung des Produktes durch die ÜZ-Stelle vor, die zweimal im Jahr stattfand. Für die meisten Platten gilt nun das europäische Konformitätssystem 2+. Bei diesem System wird von der ÜZ-Stelle (notified body) zweimal jährlich die werkseigene Produktionskontrolle überprüft. Die Konformität erklärt der Hersteller selbst. Auswirkungen hat dies auf die Art und den Umfang der werkseigenen Produktionskontrollen.

Was beinhaltet das CE-Kennzeichen?

Der Hersteller oder sein im Europäischen Wirtschaftsraum ansässiger bevollmächtigter Vertreter ist für das Anbringen der CE-Kennzeichnung verantwortlich. Die CE-Kennzeichnung muss in Übereinstimmung mit der Bauproduktenrichtlinie erfolgen. Die CE-Kennzeichnung und die beigefügten Angaben müssen auf dem Produkt selbst,



Bild 4: Gasanalysegeräte des WKI. Die Emissionsmessung des Formaldehydgehalts bei Sperrholz und beschichteten Platten ist bei den werkseigenen Produktionskontrollen Pflicht.

Holzwerkstoffe nach EN 13986

- Massivholzplatten
- Furnierschichtholz (LVL)
- Sperrholz
- OSB
- kunstharzgebundene und zementgebundene Spanplatten
- Faserplatten nach dem Nassverfahren
- Platten nach dem Trockenverfahren (MDF)

Hinweis 2: Holzwerkstoffe nach EN 13986

Anwendungsbereiche

- für die Innenverwendung als tragende Bauteile im Trockenbereich
- für die Innen- oder geschützte Außenverwendung als tragende Bauteile im Feuchtbereich
- für die Verwendung als tragende Bauteile im Außenbereich
- für die Innenverwendung als nichttragende Bauteile im Trockenbereich
- für die Innen- oder geschützte Außenverwendung als nichttragende Bauteile im Feuchtbereich
- für die Verwendung als nichttragende Bauteile im Außenbereich
- für die Verwendung als tragender Unterboden auf Lagerhölzer im Trocken-, Feucht- oder Außenbereich
- für die Verwendung als tragende Dachschalung auf Balken im Trocken-, Feucht- oder Außenbereich
- für die Verwendung als tragende Wandbeplankung auf Rippen im Trocken-, Feucht- oder Außenbereich

Hinweis 3: Anwendungsbereiche

Anforderungen an die Kennzeichnung auf Grund Technischer Klassen im Konformitätssystem 2+

- Angabe der zugelassenen Stelle
- Name oder Kennzeichen des Herstellers
- Jahr der Kennzeichnung
- Nummer des CE-Konformitätszertifikates
- Angabe der EN 13986
- Technische Klasse
- Brandverhalten Euroklasse
- Formaldehyd-Klasse
- Gehalt an Pentachlorphenol

Hinweis 4: Kennzeichnungsanforderungen

Technische Klassen für Holzwerkstoffe (Beispiele) nach EN 13986:2002

- Platten aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen: OSB/1, OSB/2, OSB/3, OSB/4
- Kunstharzgebundene Spanplatten: P2, P3, P4, P5, P6, P7

Hinweis 5: Beispiele Technischer Klassen

Der Fachbereich Quality Assessment des Fraunhofer Instituts für Holzforschung – WKI in Braunschweig ist eine anerkannte Stelle (notified body) für Überwachungen und Zertifizierungen im System 2+ für Holzwerkstoffe nach EN 13986. Der Fachbereich hat Überwachungsverträge mit ca. 80 Herstellern von Holzwerkstoffen weltweit im Bereich Formaldehydmission, Bauprodukte nach Bauregelliste A Teil 1 und B Teil 1.



Bild 5: Biegeprüfung von Sperrholz in Russland. Auch die ausländischen werkseigenen Produktionskontrollen garantieren den europäischen Qualitätsstandard und ermöglichen die CE-Kennzeichnung.



Bild 6: Für Firmen, die sich in Südamerika oder Asien befinden, wird der Verkauf ihrer Produkte nach Europa schwieriger. Zum Teil bestehen hier erhebliche Defizite bei der Interpretation der neuen Norm und den daraus folgenden Anforderungen an die werkseigene Produktionskontrolle.

auf seiner Verpackung, auf einem daran angebrachten Etikett oder in den Begleitpapieren angebracht werden. Der Inhalt der CE-Kennzeichnung ist davon abhängig, ob die Kennzeichnung auf Grund von Technischen Klassen oder deklarierten Werten erfolgt. Für das Beispiel einer tragenden Platte mit Kennzeichnung auf Grund Technischer Klassen findet sich ein Beispiel in *Hinweis 4*. Beispiele von technischen Klassen finden sich in *Hinweis 5*.

Zusammenfassung / Ausblick

Durch die Harmonisierung der europäischen Norm EN 13986 ist ein wichtiger Schritt zu einer einheitlichen Kennzeichnung von Holzwerkstoffen erfolgt. Es bleiben derzeit aber viele Fragen offen. So sind wesentliche Normen noch nicht an die EN 13986 angepasst oder fehlen ganz. In Deutschland wird es wohl für eine Übergangszeit ein „duales“ System geben, in dem neben dem CE-Zeichen auch noch das Ü-Zeichen notwendig sein wird. Die meisten Hersteller in Europa werden keine Probleme bei der Anpassung an die neuen Anforderungen haben und werden sicher durch die notified bodys Hilfestellung bekommen. Schwieriger wird es nun für Firmen werden, die sich in Südamerika oder Asien befinden. Hier bestehen zum Teil erhebliche Defizite bei der Interpretation der neuen Norm und den daraus folgenden Anforderungen an die werkseigene Produktionskontrolle. So trägt die neue Norm vielleicht auch dazu bei, die Spreu vom Weizen zu trennen, das ist ja auch schon ein Erfolg.

Was bedeutet die Neuregelung nach EN 13986 für die Holzbauer?

Einleitung

Am 1. April 2004 endete die Koexistenzphase für die europäische Norm EN 13986 und deutsche Normen, die dieser Norm entgegenstehen könnten. Die EN 13986 mit ihrer Fassung vom September 2002

ist in die Bauregelliste B Teil 1 am 13. Februar 2004 eingestellt worden. Damit ist die CE-Kennzeichnung von Holzwerkstoffen in Deutschland „Pflicht“ geworden. Nach den Ausführungen zu den Grundlagen für die CE-Kennzeichnung und der Beantwortung einiger wesentlicher Fragen zu den neuen Kennzeichnungsregeln wird im Folgenden auf die Bedeutung und mögliche Veränderungen für die Holzbauer eingegangen.

Konformitätserklärung

Welche Platten in welches System fallen, zeigt die EN 13986 auf. Ausschlaggebend ist dabei der Verwendungszweck. Für welche Plattenarten die Norm gilt, wurde weiter oben erläutert. Bei tragenden Bauteilen gelten die Systeme 1 und 2+, bei nichttragenden Bauteilen die Systeme 1, 3 und 4. Grundsätzlich fallen alle Produkte, die bei ihrer Herstellung eine genau bestimmte Behandlung zur Verbesserung ihres Brandverhaltens erfahren, in das System 1 - das gilt für tragende und nichttragende Bauteile. Alle anderen tragenden Bauteile fallen unter das System 2+. Nun gibt es einige Produkte oder Materialien, bei denen eine Prüfung des Brandverhaltens nicht erforderlich ist (z. B. Produkte der Klasse A1), diese dürfen bei nichttragenden Bauteilen in System 4 gestuft werden. Alle anderen nichttragenden Bauteile fallen unter System 3.

Neue Begrifflichkeiten

Das Ganze wird durch neue Begrifflichkeiten erschwert, die durch Änderungen in verschiedenen Produktnormen eingeführt wurden.

Welche Platten müssen ein CE-Kennzeichen haben?

Die EN 13986 regelt die Kennzeichnung für Holzwerkstoffe (siehe Hinweis S. 17) die im Bauwesen verwendet werden. Das heißt, Holzwerkstoffe, die in Bauteilen eingesetzt werden. Ein Möbelstück ist kein Bauteil und kann demzufolge nicht nach EN 13986 mit CE gekennzeichnet werden. Wände, Decken, Unterböden und Dächer sind eindeutig Bauteile. Alle Platten, die in diesen Bauteilen verwendet werden sollen, benötigen ein CE-Zeichen. Wandbekleidungen oder Deckenbekleidungen sind Bestandteile von Wänden oder Decken, sie tragen zur Brandlast bei oder beteiligen sich am Brandschutz, Schallschutz oder Wärmeschutz. Die dabei verwendeten Platten müssen demzufolge eine CE-Kennzeichnung tragen. Fußbodenauflagen wie z. B. Laminat müssen nicht nach EN 13986 gekennzeichnet werden. Für diese Produkte wird es die EN 14041 geben, welche die CE-Kennzeichnung dieser Produkte regelt. Diese Norm liegt derzeit aber erst als prEN im Schlusssentwurf vor. Mit ihrem Erscheinen ist gegen Ende dieses Jahres zu rechnen. Hersteller von beschichteten Faserplatten, die als Laminat verwendet werden sollen, könnten - müssen aber nicht! - diese zwar jetzt schon nach EN 13986 kennzeichnen, ob dies allerdings viel Sinn macht, ist fraglich. An dieser Stelle sei noch einmal an die wesentlichen Anforderungen an Bauprodukte erinnert:

- mechanische Festigkeit und Standsicherheit,

- Brandschutz,
- Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz,
- Nutzungssicherheit,
- Schallschutz,
- Energieeinsparung und Wärmeschutz.

Trägt ein Holzwerkstoff (der in EN 13986 geregelt wurde) zur Erfüllung dieser wesentlichen Anforderungen in Bauteilen bei, dann gilt die Kennzeichnungspflicht.

Anlage 37 (2003/2) zur Bauregelliste B Teil 1

Bei der Einstellung der EN 13986 in die Bauregelliste hat das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) die Anlage 37 (2003/2), nachzulesen in den DIBt Mitteilungen 1/ 2004, mit eingestellt (siehe Hinweis S. 20). Diese Anlage hat für Deutschland (im Innenraum) wesentliche Konsequenzen. Zum einen ändert sich nichts daran, dass in Deutschland weiterhin nur Platten der Formaldehydklasse E1 verwendet werden dürfen. Eine Verwendung von Platten der Klasse E2 wäre nach der EN 13986 in bestimmten Fällen möglich gewesen. Zum anderen dürfen die Platten den PCP-Gehalt von 5 ppm nicht überschreiten. Auch hier wäre es zu einer Aufweichung der bisherigen Grenzen gekommen.

Die eindeutige Aussage dieser Anlage, dass Platten, die zur Verbesserung ihres Brandverhaltens oder zur Verbesserung der Widerstandsfähigkeit gegen biologischen Befall z. B. durch Pilze und Insekten, Substanzen zugesetzt bekommen, eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung benötigen, wird Auswirkungen für die Hersteller und die Verarbeiter / Holzbauer haben. In voller Konsequenz bedeutet dies, dass die Platten den Hinweis erhalten müssen, dass diese Substanzen nicht enthalten sind. Fehlt der Hinweis, muss eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vorgelegt werden können.

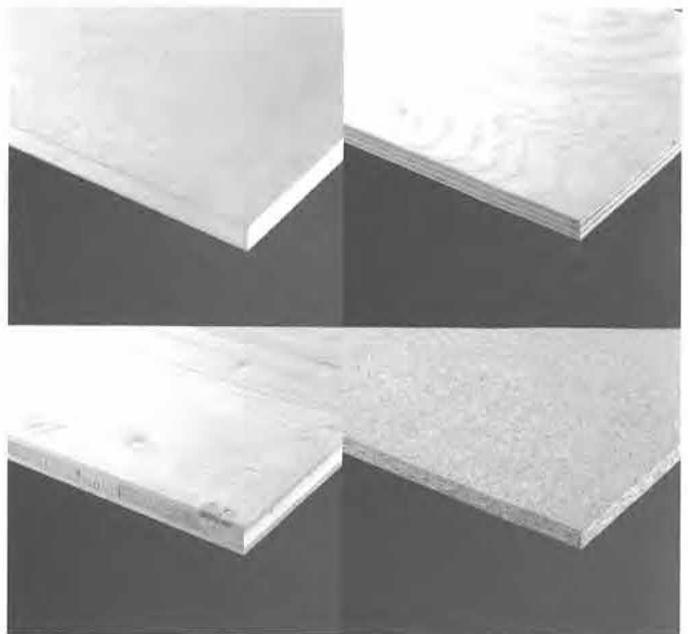


Bild 7: Die Platten bleiben die gleichen, aber die Bezeichnungen ändern sich.



Bild 8: Wer Holzwerkstoffplatten als Bauelemente einsetzen will, muss sich sehr genau informieren.

Welche Platte für was?

Anm. d. Red.:

Der Zimmerer, der Ingenieur, der Architekt weiß jetzt nicht mehr, welche Platte er für was nehmen darf. Um das zu regeln, hat man sich die Norm DIN V 20 000-1 ausgedacht. Dort kann man nachlesen, wofür man z. B. Spanplatten „P6 EN 312“ hernehmen darf, oder umgekehrt, ob z. B. „OSB/3 EN300“ für den vorgesehenen Verwendungszweck geeignet ist. DIN V 20 000-1 ist also zuallererst für den Umgang mit der Neuordnung erforderlich. Die Holzbauer sollten das schnell auswendig lernen, damit sie z. B. eine Behauptung wie „P7 ist wie früher V 100G“ beurteilen und einordnen können.

Zusammenfassung / Ausblick

Die Neuregelungen durch die Einführung der EN 13986 und die Einstellung in die Bauregelliste B Teil 1 führen zu Veränderungen auch bei den Holzbauern. Zuerst müssen die neuen Begriffe verinnerlicht werden, danach sollte genau darauf geachtet werden, welcher Holzwerkstoff für welchen Verwendungszweck eingesetzt werden soll. Mit diesen Informationen lässt sich schnell erkennen, ob eine CE-Kennzeichnung vorliegen muss oder nicht. In Einzelfällen kann es Rückfragen geben. Zur Klärung dieser Fragen hilft häufig ein Anruf beim Hersteller oder bei einer anerkannten Stelle. Auch das WKI in Braunschweig steht gerne zur Verfügung und kann bei Fragen zur CE-Kennzeichnung unter folgender Adresse erreicht werden: harald.schwab@wki.fhg.de.

Zum Autor

Der Autor ist Mitarbeiter des Fraunhofer Instituts für Holzforschung - WKI in Braunschweig und Leiter des Fachbereichs Quality Assessment. Dieser Fachbereich ist eine anerkannte Stelle (notified body) für Holzwerkstoffe nach EN 13986. Außerdem ist der Autor Mitglied in nationalen, europäischen und internationalen Normenausschüssen sowie in der Advisory Group of notified bodies SG 20 - wood-based panels.

Hinweis: Wer stellt die Konformitätserklärung aus?

System 1: Zertifizierungsstelle

System 2+: Hersteller

System 3: Hersteller

System 4: Hersteller

Hinweis: Holzwerkstoffe nach EN 13986

- Massivholzplatten
- Furnierschichtholz (LVL)
- Sperrholz
- OSB
- kunstharzgebundene und zementgebundene Spanplatten
- Faserplatten nach dem Nassverfahren
- Platten nach dem Trockenverfahren (MDF)

Hinweis Anlage 37 (2003/2)

Holzwerkstoffe nach der Norm EN 13986:2000-06 dürfen nur verwendet werden, wenn sie der Formaldehydklasse E1 entsprechen, keine Platte den PCP-Gehalt von 5 ppm, bestimmt nach prCEN/TR 14823, überschreitet und bei der Herstellung solcher Holzwerkstoffe keine chemischen Substanzen zur Verbesserung des Brandverhaltens (Feuerschutzmittel) oder zur Verbesserung der Widerstandsfähigkeit gegen biologischen Befall z.B. durch Pilze und Insekten (Holzschutzmittel) zugesetzt werden und sie entsprechend deklariert sind. Holzwerkstoffe, die diese Anforderungen nicht erfüllen, bedürfen zur Verwendung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung.

Tabelle 1: Bezüge zwischen „alt“ und „neu“

	alte Bezeichnung						Anwendungsbereich	neue Bezeichnung							
	Spanplatten – Flachpressplatten FPY 68 761:1973	Spanplatten – Flachpressplatten FPY 68 761-4:1982	Spanplatten – Flachpressplatten nach 68 763:1990	OSB nach DIN EN 300:1997	harte und mittelharte Holzfaserplatten nach DIN 68 754-1:1976	Sperrholz nach DIN 68 705-2:1981		Sperrholz nach DIN 68 705-3:1981	Spanplatten nach DIN EN 312:2003	OSB nach DIN EN 300:1997	harte Platten nach DIN EN 622-2:2004	mittelharte Platten nach DIN EN 622-3:2004	poröse Platten nach DIN EN 622-4:1997	MDF nach DIN EN 622-5:1997	Sperrholz nach DIN EN 636:2003
nicht tragend	FPY	FPO		OSB 1		IF		allgemeine Zwecke zur Verwendung im Trockenbereich	P 1	OSB 1	HB	MBL und MBH	SB	MDF	EN 636-1
	FPY	FPO		OSB 1				Inneneinrichtungen (einschließlich Möbel) zur Verwendung im Trockenbereich	P 2	OSB 1					
						AW		nicht tragende Zwecke zur Verwendung im Feuchtbereich	P 3		HB.H	MBL.H und MBH.H	SB.H	MDF.H	EN 636-2
tragend			V 20	OSB 2	HFH 20 und HFM 20	IF 20	BFU 20	tragende Zwecke zur Verwendung im Trockenbereich	P 4	OSB 2	HB.L A	MBH.LA1	SB.LS	MDF.HLS	EN 636-1 und EN 12 369-2:2004
			V 20	OSB 3		AW 100	BFU 100	Tragende Zwecke zur Verwendung im Feuchtbereich	P 5	OSB 3	HB.L A1	MBH.HLS 1	SB.HLS		EN 636-2 und FN 12 369-2:2004
								hoch belastbare Platten für tragende Zwecke im Trockenbereich	P 6			MBH.LA2			
				OSB 4				hoch belastbare Platten für tragende Zwecke im Feuchtbereich	P 7	OSB 4	HB.H LA 2	MBH.HLS 2			
			V 100 G			AW 100 G	BFU 100 G	tragende Zwecke für Verwendung im Außenbereich							EN 636-3 und 12 369-2:2004

Tabelle 2: Technische Klasse und in DIN 1052 „neu“ zugewiesene Nutzungsklasse(n)

Definitionen der Nutzungsklassen			
<p>Nutzungsklasse 1: Sie ist gekennzeichnet durch eine Holzfeuchte, die einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft entspricht, die nur für einige Wochen pro Jahr einen Wert von 65 % übersteigt, z. B. in allseitig geschlossenen und beheizten Bauwerken.</p> <p>Nutzungsklasse 2: Sie ist gekennzeichnet durch eine Holzfeuchte, die einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft entspricht, die nur für einige Wochen pro Jahr einen Wert von 85 % übersteigt, z. B. bei überdachten offenen Bauwerken.</p> <p>Nutzungsklasse 3: Sie erfasst Klimabedingungen, die zu höheren Holzfeuchten führen als in Nutzungsklasse 2 angegeben, z. B. für Konstruktionen, die der Witterung ausgesetzt sind.</p>			
Werkstoff	Norm / Regel	Klasse	zulässige Nutzungsklasse (NK)
Furnierschichtholz	Zulassung		nach Zulassung
Brettsperrholz	Zulassung		nach Zulassung
Sperrholz	DIN EN 636:2003-1	„Trocken“	nur NK 1
		„Feucht“	NK 1 u. NK 2
		„Außen“	NK1 bis NK 3
OSB	EN 300	OSB/2	nur NK 1
		OSB/3	NI 1 u. NK 2
		OSB/4	
Kunstharzgebundene Spanplatten	DIN EN 13986:2002-09	P4, P6	nur NK 1
		P5, P7	NK 1 u. NK 2
Zementgebundene Spanplatten	DIN EN 634-1:1995-04 DIN EN 634-2:1996-10 DIN EN 139:2002-09		NK 1 bis NK 3
Faserplatten	E DIN EN 622-2u.3:2003-10 DIN EN 13986:2002-09	MBH.LA2	nur NK 1
		HB.HLA 2	NK 1 u. NK 2
Gipskartonplatten	DIN 18190	GKB, GKF	nur NK 1
		GKB I, GKF I	NK 1 u. NK 2

Dipl.-Ing. Matthias Ewert



Institut für Holztechnologie
Dresden gGmbH
Zellescher Weg 24
01217 Dresden
Tel.: 0351/4662-301
Fax: 0351/4662-211
E-Mail: ewert@ihd-dresden.de

- | | |
|-----------|--|
| 1988-1993 | Studium TU Dresden
Holz- und Faserwerkstofftechnik |
| 1993-1998 | Leiter Marketing
M. u. F. Valentin GmbH & Co. KG, Berlin |
| 1998-2000 | Leiter Vertrieb
Horst Sporkenbach & Co. GmbH, Genthin |
| 2000-2002 | Projektleiter Thermoholz
Holzveredelung Lausitz GmbH, Lauchhammer |
| Seit 2002 | Leitung Marketing / Vertrieb
Institut für Holztechnologie Dresden gGmbH |

Thermoholz in der Anwendung...

... Eigenschaften und Möglichkeiten

1 Stand und Entwicklung der industriellen thermischen Holzveredelung in Europa

Die industrielle Produktion von thermisch veredeltem Holz ist auf relativ wenige kleinere Anlagen in Finnland, den Niederlanden, Frankreich, Österreich, Russland und Deutschland beschränkt, welche zumeist über Produktionskapazitäten von 5.000 – 10.000 m³ per Jahr verfügen (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Übersicht der Technologieverbreitung (Ewert 2004)

Technologieentwickler	Produzenten Anzahl	prod. Menge 2003	geplant in 2004
Stellac Technologie (Finnland)	5	21.100 m ³	25.000 m ³
VTT Technologie (Finnland)	8	12.970 m ³	15.000 m ³
Plato Technologie (Niederlande)	1	4.000 m ³	7.500 m ³
Now-retification Technologie (Frankreich)	7	2.400 m ³	3.500 m ³
Mühlböck Technologie (Österreich)	2	2.250 m ³	4.500 m ³
Öl-Hitze-Menz Technologie (Deutschland)	1	250 m ³	500 m ³
Bikos Technologie (Russland)	1	150 m ³	600 m ³
Summe	25	43.120 m ³	56.600 m ³

Vergütetes Holz wird von ca. 25 Produzenten bereits teilweise seit 10 Jahren erfolgreich produziert. Die vergleichsweise preiswerteren Verfahren sind diejenigen, die allein mit Heißluft als Wärmeüberträger arbeiten. Hierzu zählen die Stellac-, VTT-, Mühlböck-, Now-retification- und die Bikos-Technologie. Plato arbeitet vierstufig unter Druck, das Öl-Hitze-Verfahren (Menz-Holz) nutzt Öl als Wärmeüberträger. Eine Übersicht über die Produktionsmengen der letzten zehn Jahre ist **Bild 1** zu entnehmen.

Die Verfahren zur thermischen Vergütung mit Heißluft wurden im Wesentlichen in Finnland entwickelt; dort gibt es dementsprechend die meisten Anlagen.

Die ersten industriellen Produktionsanlagen für wärmebehandeltes Holz wurden 1998 und 1999 in Finnland in Betrieb genommen. Zu den ersten Produzenten gehörten die Unternehmen Stellac Wood Mikkeli Oy (SWM-Wood) mit Sitz in Mikkeli, Ecosampo Oy in Kerimäki und Ikipuu Oy, Pyhäskelä. Alle drei Anlagen wurden durch die Stellac Oy entwickelt und geliefert. Das Verfahren ist patent-

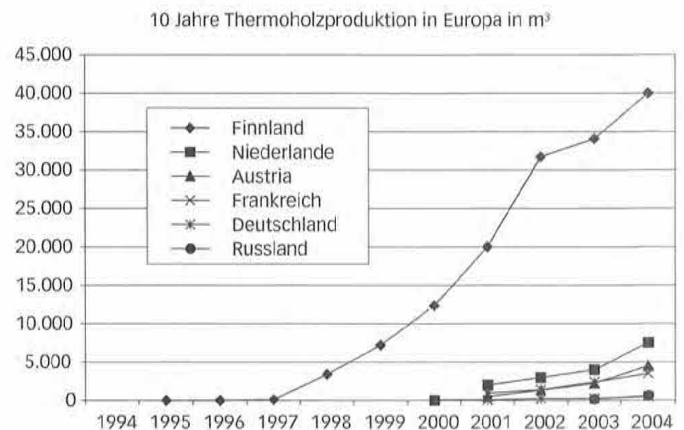


Bild 1: Übersicht der produzierten Menge an Thermoholz (Ewert 2004)

rechtlich geschützt. Heute arbeiten fünf finnische Produzenten mit der Stellac Technologie und erzeugen allein fast 50 % des gesamt produzierten Thermoholzes in Europa 2003.

Seit 2001 und 2002 wurden in Finnland weitere acht Anlagen mit unterschiedlichen Konzepten nach der vom VTT (Technisches Forschungszentrum Finnland Helsinki) entwickelten und patentierten Technologie betrieben. Sie produzierten in 2004 ca. 30 % des gesamten Thermoholzes in Europa. Unter ihnen befinden sich z.B. Thermoholzproduktionsanlagen von Finnforest, Stora Enso, Lunawood, Heinolan Ruskopuu und Suomen Lämpöpöy.

Somit besitzt Finnland momentan einen Anteil an der europäischen Produktion von Thermoholz in 2004 von ca. 80 %. Die finnische Firma Stellac Wood Mikkeli Oy (SWM-WOOD), Marktführer der Thermoholzproduzenten seit Oktober 1999, produziert seit 2002 mit einer jährlichen Kapazität von ca. 16.000 m². Damit liefert die Firma allein ca. 40 % allen produzierten Thermoholzes weltweit.

Um gemeinsam am Markt zu agieren, gründeten alle finnischen Thermoholzproduzenten, Anlagenhersteller und Entwickler die Finnish Thermowood Association (FTA). Unter anderem hält die FTA verschiedene Patente des VTT und den Markennamen Thermowood.

In Mitteleuropa hat das niederländische Unternehmen Plato International BV, Arnhem, nach mehrjähriger Vorbereitung inzwischen eine Produktionsanlage mit einer Jahreskapazität von 4.000 m³ in Betrieb genommen. Bis Ende 2004 soll die Produktion auf 7.500 m³ pro Jahr ausgebaut werden.

In Österreich errichtete die Firma Mühlbeck bisher zwei Holzveredelungsanlagen, für den Parketthersteller MAFI (Schnee-Garden) 2001 und für das Rotbuchsägewerk Mitterramskogler im Jahre 2002.

Die Kapazitäten der Anlagen betragen ca. 5.000 m³ und wurden 2004 verdoppelt. Es wird momentan vor allem Laubholz (Rotbuche) für die Parkettfertigung veredelt. Eine weitere 10 m³- Anlage (Lieferant Stellac OY, Finnland) wurde bei der Firma Stia-Holzindustrie GmbH Admont installiert.

Zusammenfassend kann eingeschätzt werden, dass im europäischen Raum gegenwärtig ca. 45.000 m³ thermisch veredeltes Holz pro Jahr hergestellt werden. Diese Kapazitäten werden sich auf Grund des enormen Bedarfes bis 2006 nicht nur weiter erhöhen, sondern verdoppeln, wie in *Bild 2* zu ersehen ist.

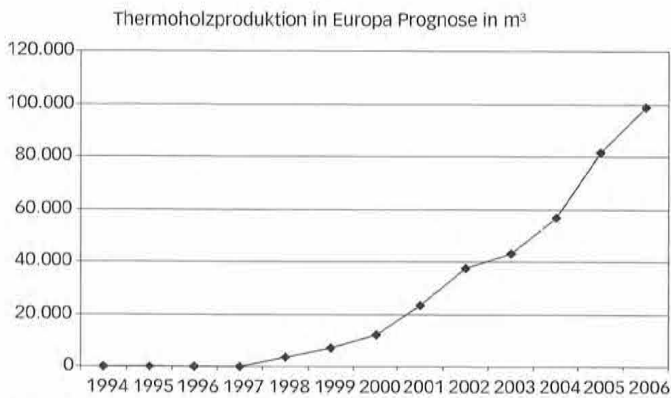


Bild 2: Übersicht der geplanten Produktionsmenge an Thermoholz (Ewert 2004)

2 Einsatz von thermisch veredelten Hölzern

Thermisch vergütete Hölzer können sowohl im Innen- als auch im Außenbereich verwendet werden. Interessant ist die dunkle Farbe vor allem im Innenbereich; hier wird z.T. Tropenholz substituiert. Als Hersteller sind hier vor allem die österreichischen Firmen Mafi, Mitterramskogler und Stia zu nennen.

Im Außenbereich wird Thermoholz vor allem für Fassadenverkleidungen, Schallschutzwände und im Garten- und Landschaftsbau (Terrassenbeläge u.ä.) eingesetzt. Eine sehr sinnvolle, jedoch nur ansatzweise (z.B. in Frankreich) praktizierte Variante ist die Herstellung von Fenstern aus Thermoholz. Hierzu liegen bereits mehrere Anfragen von Fensterherstellern vor.

Neben Skandinavien hat sich thermisch vergütetes Holz in erster Linie in den Niederlanden etabliert, z.B. für Schallschutzwände, Fassadenverkleidungen oder im Kanalbau. Das liegt sowohl an der Aufgeschlossenheit gegenüber den neuen Sortimenten (Thermoholz als Ersatz für das beliebte Red Cedar), aber auch an starken Restriktionen bezüglich des Einsatzes chemischer Holzschutzmittel. Der größte Teil stammt jedoch nicht aus der niederländischen Plato-Anlage (erst seit Sommer 2002 in Betrieb), sondern aus Finnland (vornehmlich Stellac Wood).

In Deutschland, das über eine etablierte chemische Industrie und zahlreiche Imprägnierwerke verfügt, wurde bisher nur das an der BFH Hamburg entwickelte Öl-Hitze-Verfahren bei der Fa. Menz Holz in die Produktion überführt. Hauptsortiment sind Holzprodukte für den Garten- und Landschaftsbau. Ein Großteil der deutschen Holzhändler führt finnische Produkte im Sortiment.

Aufgrund anfänglicher Qualitätsprobleme blieb der Absatz von thermisch behandeltem Holz in Deutschland zunächst hinter den Erwartungen zurück. Inzwischen hat sich das Qualitätsniveau deutlich verbessert. Aufgetretene Probleme im Absatz resultieren des Weiteren aus der immer noch relativen Unbekanntheit der Sortimente (nicht in Fach-, jedoch in Verbraucherkreisen) und aus den Preisen (Kosten für Vergütung, Transportkosten). Das Interesse an thermisch vergütetem Holz ist groß und nimmt weiter zu.

Thermoholz ist ein durch Wärmebehandlung dauerhaft geschütztes Holz. Es wird umweltfreundlich hergestellt, bei der Behandlung werden keine Chemikalien eingesetzt.

Die physikalischen Eigenschaften und die innere Struktur des Holzes werden durch den Behandlungsprozess dauerhaft verändert.

Die Resistenz gegen holzerstörende Pilze und Schimmel und die Dimensionsbeständigkeit erhöhen sich. Thermoholz kann überall dort eingesetzt werden, wo Fäulnisrisiken zu erwarten sind oder Holz durch Nässe, hohe Umgebungsfeuchtigkeit oder durch Witterung stark beansprucht wird. Notwendig ist die richtige Auswahl an Holzart und Behandlungsstärke.

Quellen und Schwinden sind reduziert. Die Farb- und Glanzveränderungen machen Thermoholz zu einer attraktiven Alternative zu tropischen Edelhölzern und fordern den Einsatz im Innenbereich wie als Parkett oder Möbel.

2.1 Substitut für natürlich resistente Hölzer

Hölzer werden in Europa nach ihrer natürlichen Dauerhaftigkeit gegen holzerstörende Pilze in fünf Klassen nach EN 350 eingeordnet. Nur die mittels dem Stellac- und dem Bikos-Verfahren behandelten Hölzer werden in allen fünf Resistenzklassen erzeugt (abhängig von der behandelten Holzart und Prüfungsmodalität). Somit erreichen sie die Klasse 1 oder 2 und stehen den edlen Tropenhölzern wie z.B. Teak, Bogossi oder Red Zedar nicht nach (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2: Übersicht der Dauerhaftigkeitsklassen nach EN 350-1

Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Klasse 4	Klasse 5
sehr dauerhaft	dauerhaft mäßig	dauerhaft	wenig dauerhaft	nicht dauerhaft
Teak Merbau Bangkirai Bogossi	Eiche Red Zedar	sib. Lärche Douglasie	europ. Lärche Tanne Fichte	Ahorn Esche Buche Kiefer

Mit der thermischen Holzvergütung können einheimische, preiswerte Holzarten Eigenschaften erhalten, wie sie sonst nur von teuren (meist tropischen) Hölzern mit hoher natürlicher Dauerhaftigkeit erreicht werden. Thermisch vergütete Hölzer sind daher eine interessante Alternative insbesondere zu Tropenholz oder imprägnierten Hölzern.

Vor allem in sensiblen Bereichen, wie bei Spielplatzgeräten, ist der Einsatz natürlich dauerhafter oder eben thermisch vergüteter Hölzer als Alternative zu kesseldruckimprägnierten Hölzern durchaus zu empfehlen.

Der Ersatz tropischer Hölzer durch Thermoholz erfolgt im Innenausbau insbesondere aufgrund der dunklen Farbe sowie im Außenbereich aufgrund der erhöhten Dauerhaftigkeit. Da zudem die Beschaffung von tropischen Hölzern in der vom Verbraucher gewünschten Qualität zunehmend schwierig ist, dürften hier Thermohölzer in Zukunft steigende Marktanteile übernehmen.

Aufgrund des besonderen Eigenschaftsprofils von Thermohölzern (erhöhte natürliche Dauerhaftigkeit, reduzierte Quellung/Schwindung, verringerte mechanische Eigenschaften) muss vom Anwender stets genau geprüft werden, ob das verwendete Thermoholz für die jeweilige Anwendung geeignet bzw. ausgelobt ist.

Auch für Lärchenholz als Außenbekleidung ist Thermoholz aus Gründen der Verfügbarkeit und des Preises eine interessante Alternative.

2.2 Anwendungsmöglichkeiten von thermisch veredelten Hölzern

Garten und Landschaftsbau

- Kinderspielplatzbau
- Pergolen
- Rankgitter
- Pavillons
- Zäune und Tore
- Holzbohlen
- Riffelbohlen
- Terrassendecks
- Gartenmöbel

Fassaden und Balkonbau

- Bodendeckelschalung
- Falzschalung
- Stülpchalung
- Schindeln
- Zierbretter
- Handläufe

Fenster und Türtechnik

- Fensterkanteln
- Haustürkanteln
- Türrohlinge
- Sperrhölzer

Verkehrstechnik

- Schallschutzelemente
- Beplankungen
- Uferbefestigungen
- Kanalbau
- Begrenzungspfahle

Industriebau

- Kühlturmbau

- Betonsteinindustrie
- Masten
- Brückenbau

Innenausbau

- Parkett
- Dielung
- Deckentäfelung
- Wandtäfelung
- Leisten
- Formteile

Möbelbau

- Massivholzplatten
- Möbelfronten
- Design
- Profile

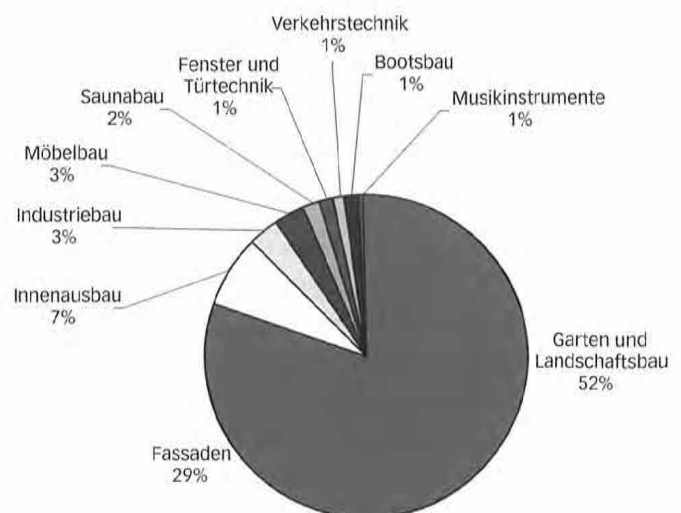
Saunabau

- Latten
- Verkleidungen
- Sitzbänke
- Möbel
- Gestaltungselemente

Musikinstrumentenbau

Bootsbau

- Decks
- Innenausbau
- Bootskörperbau



Anwendungen von Thermoholz 2004

Bild 3: Anwendungen von thermisch veredelten Hölzern 2004 (Ewert 2004)

3 Ausgewählte Zwischenergebnisse des Forschungsprojektes „Untersuchungen zum Einsatz von vergütetem Holz für Spielplatzgeräte“ am Institut für Holztechnologie Dresden gGmbH

Ziel des vom BMWA geförderten Projektes ist es, anhand der ermittelten Daten das Eigenschaftsprofil der gegenwärtig produzierten und gehandelten Hölzer vergleichend abzuschätzen.

Geprüft wurden außerdem als Kontrolle unbehandelte Hölzer gleicher Holzarten (repräsentative, fehlerfreie Prüfkörper lt. Vorgaben der Prüfnormen).

Die geprüften Sortimente von verschiedenen europäischen Herstellern umfassen 5 vergütete Kiefernholzsortimente, 3 Fichtensortimente und je zwei Produkte auf Basis von Buche und Esche. Die jeweils unvergüteten Vergleichshölzer wurden bei den Prüfungen mitgeführt. Alle thermisch behandelten Sortimente waren nach Herstellerangaben für einen Einsatz in frei bewittertem Außenbereich ohne Erdkontakt (Gefährdungsklasse 3) und ohne zusätzliche Schutzbehandlung geeignet. Daraus resultiert gemäß EN 460 die Forderung, dass die Hölzer die Kriterien für eine Zuordnung in die Dauerhaftigkeitsklasse 2 oder 1 (Dauerhaftigkeit gegen holzerstörende Pilze) erfüllen müssen.

Im Einzelnen wurden bisher folgende wichtigen Eigenschaftswerte ermittelt:

- o Ausgleichsfeuchte bei verschiedenen Klimata
- o Differentielle Quellwerte
- o Biegefestigkeit, Biege-E-Modul, Bruchschlagarbeit (Schlagbiegefestigkeit)
- o Dauerhaftigkeit gegenüber holzerstörenden Pilzen
- o Dauerhaftigkeit gegenüber Bläue- und Schimmelpilzen (Hinweis: Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen.)

3.1 Physikalisch-mechanische Untersuchungen

Folgende Schlussfolgerungen können gezogen werden:

- o Aussagen anderer Untersuchungen konnten grundsätzlich bestätigt werden.
- o Die Ausgleichsfeuchte wurde im Mittel um 50 % reduziert.
- o Die Dichte gegenüber dem unbehandelten Holz war bei Kiefer und Fichte 20 % und bei Buche um ca. 10 % geringer.
- o Die Biegefestigkeit (MOE) war bei allen Thermohölzern im Mittel um 20-30 %, die Bruchschlagarbeit dagegen um 30-60 % reduziert.
- o Die untersuchten Kiefer-Thermohölzer verschiedener Hersteller zeigten nur geringe Unterschiede.

Ausgewählte Ergebnisse sind in *Tabelle 3* dargestellt.

3.2 Biologische Untersuchungen

Zur Ermittlung der natürlichen Dauerhaftigkeit gegen holzerstörende Pilze wurden gemäß den Anforderungen der EN 350-1 Prüfungen in Anlehnung an EN 113 (Dauerhaftigkeit gegen Basidiomy-

ceten; Laborprüfung) und EN 252 (Freilandversuch) einbezogen. Weiterhin erfolgten Prüfungen nach DIN V ENV 807 (Dauerhaftigkeit gegen Moderfäulepilze; Laborprüfung), deren Resultate gleichfalls für die Bewertung der natürlichen Dauerhaftigkeit herangezogen werden können.

Neben der Dauerhaftigkeit gegen holzerstörende Pilze ist die Beständigkeit gegen Befall durch holzverfärbende Pilze und Algen ein wichtiger Aspekt für den Einsatz von Thermoholz. Dementsprechend erfolgten Untersuchungen zur Beständigkeit der modifizierten Sortimente gegenüber Schimmelpilzen, Bläuepilzen und Algen.

Das wesentliche Ziel der thermischen Holzveredelung ist die Verbesserung der natürlichen Dauerhaftigkeit gegenüber holzerstörenden Organismen. Der angestrebte Anwendungsbereich der thermisch vergüteten Hölzer liegt im:

- o Einsatz im frei bewitterten Außenbereich (GK 3) oder
- o im Außenbereich mit direktem Erdkontakt (GK 4).

Dementsprechend sind die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit gegen holzerstörende Pilze nach EN 460 heranzuziehen (Dauerhaftigkeitsklasse 1 oder 2).

3.2.1 Dauerhaftigkeit gegenüber holzerstörenden Pilzen

Entsprechend EN 350-1 wurden die in *Tabelle 4* dargestellten Prüforganismen eingesetzt.

Die modifizierten Hölzer sowie die entsprechenden Vergleichssortimente wurden unter definierten Prüfbedingungen (22°, 70 % rel. LF) dem Angriff von holzerstörenden Basidiomyceten (*Coniophora puteana*, *Gloeophyllum trabeum*, *Poria placenta*) in Reinkultur über einen Zeitraum von 16 Wochen unterworfen.

Die vergleichende Bewertung der Intensität des Pilzangriffs erfolgte durch Ermittlung der infolge des Holzabbaus durch holzerstörende Pilze verursachten Masseverluste. Diese sind gleichzeitig Grundlage für die Bestimmung der Dauerhaftigkeitsklasse gemäß EN 350-1.

Die Prüfergebnisse (Kruse 2004) aller Sortimente wiesen bei allen drei Prüfpilzen eine deutliche Erhöhung der Pilzbeständigkeit gegenüber den Vergleichshölzern (Kiefern-Splintholz) auf. Dabei wurden mit *Poria placenta* die geringsten Verbesserungseffekte ermittelt. Dieser Befund trat auch bei den untersuchten Fichtenhölzern auf. Es ist deshalb davon auszugehen, dass *Poria placenta* besonders tolerant gegenüber der thermischen Holzmodifizierung ist. Gleichzeitig wird deutlich, dass aussagekräftige Prüfergebnisse nur bei Einsatz verschiedener Prüforganismen zu erzielen sind.

Die Ausbaufeuchte der thermisch modifizierten Hölzer lag in der Regel ca. 30 bis 50 % (je nach Holz- und Pilzart) unterhalb des Wertes der entsprechenden unbehandelten Vergleichshölzer. Dies ist vor allem auf die bekanntermaßen reduzierte Feuchteaufnahme von Thermoholz zurückzuführen. Gleichzeitig setzen jedoch die Pilze während des Holzabbaus Wasser frei. Die Wasseraufnahmefähigkeit steigt durch die mit dem Abbau verbundene Verringerung der Holzdichte.

Tabelle 3: Auszug der Physikalisch-mechanischen Eigenschaften (Scheidung 2004)

Nr.	Holzart	Dichte [kg/m³]				MOR [N/mm²]				MOE [N/mm²]				impact strength [kJ/m²]			
		x	s	LW	LW-%	x	s	LW	LW-%	x	s	LW	LW-%	x	s	LW	LW-%
2	Esche	632	25	700	-10	126	11,8	105	20	14.296	1.297	13.000	10	47,1	10,8	68	-31
11	Esche	546	29	700	-22	84	10,7	105	-20	10.653	1.172	13.000	-18	27,5	16,6	68	-60
25	Esche NT	593	35	700	-15	72	10,0	105	-32	5.790	896	13.000	-55	34,5	13,2	68	-49
3	Buche	667	39	710	-6	112	20,9	120	-7	13.711	987	14.000	-2	43,2	23,5	100	-57
10	Buche	645	17	710	-9	97,1	15,4	120	-19	12.819	907	14.000	-8	25,4	10,6	100	-75
23	Buche NT	739	12	710	4	124	6,1	120	3	11.784	720	14.000	-16	176,3	39,2	100	76
1	Kiefer	419	26	520	-19	61,8	17,9	85	-27	10.302	810	11.000	-6	24,8	11,6	40	-38
4	Kiefer	401	25	520	-23	68,8	9,4	85	-19	8.023	1.177	11.000	-27	22,5	6	40	-44
5	Kiefer	422	64	520	-19	71	26,8	85	-16	9.122	2.794	11.000	-17	16,3	7,8	40	-59
6	Kiefer	390	24	520	-25	69,3	11,6	85	-18	7.680	1.237	11.000	-30	20,5	3,4	40	-49
12	Kiefer	427	44	520	-18	64,2	14,1	85	-24	9.393	1.913	11.000	-15	28,9	14,7	40	-28
20	Kiefer SW NT	480	14	520	-8	88	6,0	85	4	9.850	632	11.000	-10	52,5	12,7	40	31
21	Kiefer HW NT	552	44	520	6	98	8,0	85	15	11.478	1.219	11.000	4	47,2	5,3	40	18
7	Fichte	372	21	460	-19	63,4	7,8	80	-21	9.428	930	11.000	-14	32	11,4	46	-30
8	Fichte	388	48	460	-16	60,6	13,4	80	-24	8.643	1.903	11.000	-21	18,6	6,2	46	-60
9	Fichte	406	13	460	-12	71,6	9,0	80	-11	9.913	1.056	11.000	-10	39,2	14,1	46	-15
24	Fichte NT	456	50	460	-1	77	12,0	80	-4	10.041	1.383	11.000	-9	29,6	11,4	46	-36

NT unbehandelt (non treated)
 SW Splintholz (sapwood)
 HW Kernholz (heartwood)
 LW mittlerer Wert aus Literatur
 Quelle: Wagenführ/Scheiber: Holzatlas. Fachbuchverlag Leipzig 1989
 LW-% prozentuale Abweichung Istwert vom Literaturwert

MOE Biege-E-Modul (modulus of elasticity)
 MOR Biegefestigkeit (modulus of rupture)

fett Werte unbehandeltes Vergleichsholz

Anzahl der Messwerte n=10

Tabelle 4: Prüfpilze für die biologischen Prüfungen

Pilzart	Deutsche Bezeichnung	NH	LH
Gloeophyllum trabeum	Balkenblättling	X	X
Serpula lacrymans	Echter Hausschwamm	X	X
Poria (Oligoporus) placenta	Rosafarbener Saftpörling	X	
Trametes (Coriolus) versicolor	Schmetterlingsporling		X
Obligatorischer Prüfpilz nach EN 113			
Coniophora puteana	Brauner Kellerschwamm	X	X

(NH-Nadelholz; LH-Laubholz)

Infolge dieser Prozesse nimmt die Ausbaufeuchte mit steigendem Zerstörungsgrad zu.

Besonders deutlich wird die Verbesserung der Pilzresistenz nach Bestimmung der Dauerhaftigkeitsklassen *Tabelle 5* gemäß EN 350-1. Auf Basis der Prüfergebnisse mit den Pilzen *Coniophora puteana* und *Gloeophyllum trabeum* konnten alle vergüteten Kiefernholzer und ein Fichtenholz-Sortiment den Dauerhaftigkeitsklassen 1 und 2 zugeordnet werden. Die Prüfdaten mit *Poria placenta* führten hingegen zu

Dauerhaftigkeitsklassen von 3 bis 4. Nach EN 350-1 ist das jeweils schlechteste (ungünstigste) Prüfergebnis heranzuziehen.

Offensichtlich vermag *Poria placenta* Thermoholz deutlich, auf jeden Fall stärker als andere Pilzarten, anzugreifen. Dies wurde auch in Untersuchungen der BOKU Wien an Thermoholz gefunden. Dieser Pilz ist ein obligatorischer Prüfpilz nach EN 113 (für Holzschutzmittelprüfung auf Nadelholz) und wird in EN 350-1 als Prüfpilz empfohlen.

Die Sortimente der thermisch behandelten Buche konnten in allen Prüfungen der Dauerhaftigkeitsklasse 1 zugeordnet werden (siehe *Tabelle 6*).

3.2.2 Prüfung der Dauerhaftigkeit gegenüber Moderfäulepilzen und anderen erdbewohnenden Mikroorganismen nach DIN V ENV 807 (Laborprüfung)

Die modifizierten Hölzer sowie die entsprechenden Vergleichssortimente wurden in direktem Kontakt mit einem Gemisch aus Muttererde und Kompost verbracht und unterlagen dort dem Angriff der natürlicherweise auftretenden holzerstörenden Bodenorganismen. Die Prüfansätze wurden bei 27 °C und 70 % rel. Luftfeuchte inkubiert. Nach 7, 16 und 24 Wochen erfolgte der Ausbau von jeweils einer

Tabelle 5: Dauerhaftigkeitsklassen von thermisch modifizierten Nadelhölzern (Kruse 2004)

Untersuchte Holzart	Dauerhaftigkeitsklasse ¹			Beschreibung der Dauerhaftigkeitsklassen gemäß EN 350-1:
	Con. puteana	Gl. trabeum	Poria placenta	
NT Kiefer (Splint)	Bezugsbasis			1 sehr dauerhaft 2 dauerhaft 3 mäßig dauerhaft 4 wenig dauerhaft 5 nicht dauerhaft
HTW Kiefer [1]	1	1	3	
HTW Kiefer [4]	2	2	4	
HTW Kiefer [5]	1	1	2	
HTW Kiefer [6]	2	1	3	
NT Fichte	4	4	4	
HTW Fichte [7]	1	2	2	
HTW Fichte [8]	1	3	4	

NT... non treated, HTW: heat treated wood

¹ Dauerhaftigkeitsklasse ermittelt auf Basis der Prüfergebnisse der EN 113 nach Berechnungsvorschrift gemäß EN 350-1

² Vergleichsholzart für die Bestimmung der Dauerhaftigkeitsklasse

Tabelle 6: Dauerhaftigkeitsklassen von unbehandelten und thermisch modifizierten Laubhölzern (Kruse 2004)

Holz-Sortiment	Coniophora puteana	Gloeophyllum trabeum	Trametes versicolor
NT Buche	5		
HTW Buche	1	1	1
NT Esche	3	3	5
HTW Esche	2	2	1

Prüfkörperserie. Zur Bewertung der Dauerhaftigkeit wurden die Masseverluste der Prüfkörper bestimmt.

Die mittleren Masseverluste der untersuchten Nadel- und Laubhölzer nach den verschiedenen Prüfzeiträumen sind in den *Bildern 13 und 14* dargestellt. Alle vergüteten Holzsortimente wiesen einen deutlich geringeren Abbau als die zugehörigen Vergleichshölzer auf und waren auch bei visueller Betrachtung weniger angegriffen.

Für die Interpretation der Prüfergebnisse der Moderfäuleprüfung in Bezug auf die natürliche Dauerhaftigkeit (Ermittlung der Dauerhaftigkeitsklasse) gibt es derzeit keine gültige genormte Anleitung. Die hier zugrundegelegte Berechnung der Dauerhaftigkeitsklassen basiert auf Regelungen, die im Rahmen laufender Normenentwicklungsvorhaben erarbeitet wurden. Die ermittelten Dauerhaftigkeitsklassen auf Basis der ersten 3 Versuchszeiträume sind zunächst als Orientierung zu betrachten, da die Ergebnisse des längsten Prüfzeitraums (32 Wochen) noch nicht vorliegen.

In *Tabelle 7* sind die für die geprüften modifizierten Hölzer ermittelten Dauerhaftigkeitsklassen dargestellt. Besonders überraschte die Verbesserung der Dauerhaftigkeit bei modifiziertem Buchenholz von Klasse 5 (unbehandelte Buche) auf Klasse 1. Auch einem der vergüteten Fichtensortimente konnte die Dauerhaftigkeitsklasse 1 zugeordnet werden. Eines der thermisch behandelten Kiefernholzer erreichte die Dauerhaftigkeitsklasse 2. Die Mehrzahl der untersuchten vergüteten Hölzer wurde in die Klasse 3 eingeordnet. Sie wiesen damit immer noch eine deutliche Verbesserung gegenüber den unvergüteten Hölzern (Klasse 4-5) auf.

3.2.3 Beständigkeit gegenüber Bläuepilzen

Bläuepilzbefall ist ein großes Problem vor allem an Holzfenstern,

-türen, -fassaden und Balkonen. Neben den ästhetischen Beeinträchtigungen durch augenscheinliche Verfärbungen können Lackschäden verursacht und der Angriff von holzerstörenden Pilzen begünstigt werden.

Die Prüfung der Beständigkeit thermisch vergüteten Holzes gegenüber Bläuepilzen erfolgte in Anlehnung an EN 152-1. Dabei wurden Prüfkörper der zu untersuchenden Hölzer mit Sporensuspensionen der Prüfpilze *Aureobasidium pullulans*, DSM 3497 und *Sclerophoma pithyophila*, DSM 3498 beimpft und unter sterilen Bedingungen bei 22 °C und 70 % rel. LF im Brutschrank inkubiert. Die Auswertung der Prüfung erfolgte nach einem Prüfzeitraum von 6 Wochen durch visuelle Bewertung des Bläuepilzbefalls auf den Prüfkörperoberflächen und nach Aufschnitt der Prüfkörper in den Querschnitten.

Im Ergebnis der Untersuchungen zeigte sich, dass sowohl die unvergüteten wie auch die thermisch behandelten Hölzer an der Oberfläche teilweise bis vollständig verblaut waren. Die visuelle Bewertung bei thermisch vergüteten Hölzern wurde dabei aufgrund der dunklen Färbung erschwert. Zudem konnte eine Verfälschung der Bewertung durch die Sporenlösung, welche bei der Beimpfung auf die Prüfkörper pipettiert wurde und dort teilweise eintrocknete, nicht vollständig ausgeschlossen werden. Aufgrund der genannten Probleme konnten keine eindeutigen quantitativen Unterschiede im oberflächlichen Bläuepilzbefall von vergütetem und unvergütetem Holz aufgezeigt werden.

Nach Aufschnitt der Proben war nur bei unbehandelten Nadelhölzern (Kiefern Splint, Fichte) eine durchgehende Verblauung zu erkennen. Die augenscheinlich im Inneren unverblauten thermisch vergüteten Hölzer sowie die Laubhölzer wurden daraufhin nach Herstellung von Dünnschnitten mikroskopisch untersucht. Bei den thermisch

Tabelle 7: Dauerhaftigkeitsklassen (Moderfäule) von thermisch behandelten Hölzern auf Basis ENV 807

Holzart	Dauerhaftigkeitsklassen ¹ nach einer Prüfzeit von 24 Wochen	Beschreibung der Dauerhaftigkeitsklassen gemäß EN 350-1: 1 sehr dauerhaft 2 dauerhaft 3 mäßig dauerhaft 4 wenig dauerhaft 5 nicht dauerhaft
NT Kiefer-Splint	Bezugsbasis	
NT Kiefer-Kern	4	
HTW Kiefer [1]	3	
HTW Kiefer [4]	3	
HTW Kiefer [5]	3	
HTW Kiefer [6]	3	
NT Fichte	4	
HTW Fichte [8]	3	
HTW Fichte [9]	3	
NT Esche	4	
HTW Esche	3	
NT Rotbuche	Bezugsbasis	
HTW Buche	1	
NT Lärche	5	

NT... non treated, HTW: heat treated wood

¹Dauerhaftigkeitsklasse ermittelt nach unveröffentlichten Vorgaben der Normarbeitsgruppe NMP 412

behandelten Nadelhölzern wurden im Randbereich nur vereinzelte Hyphen gefunden, welche maximal über eine Breite von 3 bis 4 Tracheiden eingewachsen waren. Im Inneren der unvergüteten und vergüteten Laubholzproben wurde kein Bläuepilzbefall nachgewiesen.

Eine generelle Beständigkeit gegenüber Schimmel- und Bläuepilzen kann von Thermoholz nicht erwartet werden. Allerdings wachsen, wie die mikroskopischen Untersuchungen zeigten, die Hyphen nur minimal in das Holz ein, wogegen sie unbehandeltes Holz tiefer durchwachsen können.

Aus diesem Grund sowie aus Praxiserfahrungen wird empfohlen, zunächst von einer verbesserten Resistenz gegenüber holzerstörenden Pilzen (Basidiomyceten, Moderfäule) zu sprechen und auf die Möglichkeit eines oberflächlichen Befalls durch Schimmel- bzw. Bläuepilze hinzuweisen sowie ggf. Vorbeugemaßnahmen zu treffen (z. B. bläuewidrige Grundierung bzw. Beschichtung). Die häufig geäußerte Aussage, Thermoholz funktioniert ohne jeglichen weiteren Schutz, sollte daher nicht oder nur mit Einschränkung kommuniziert werden.

3.2.4 Fazit der biologischen Untersuchungen

- o Die erhöhte Beständigkeit von thermisch vergüteten Hölzern gegen holzerstörende Pilze wurde durch die Untersuchungen bestätigt.
- o Die Mehrzahl der untersuchten Sortimente weist eine im Vergleich zu unbehandelten Hölzern erhöhte Dauerhaftigkeit gegen holzerstörende Pilze auf, wobei z.T. Dauerhaftigkeits-

klassen von 2 und 1 erreicht werden.

- o Bläuepilze wachsen auf thermisch modifiziertem Holz nur oberflächlich, können aber nicht in das Holzinnere eindringen.
- o Schimmelpilze werden durch die thermische Vergütung gehemmt.

3.3 Zusammenfassende Hinweise

Thermoholz als vergleichsweise neues Produkt weist ein spezifisches Eigenschaftsprofil auf und sollte als eigenständige Holzart betrachtet werden. Dies ist bei der Verarbeitung und Verwendung unbedingt zu beachten.

Aufgrund des Eigenschaftsprofils sind bestimmte Einsatzzwecke von besonderem Interesse; hierzu zählen Fußböden, auch in Feuchträumen, sowie Außenanwendungen bis zur Gefährdungsklasse 3 (bewittert, ohne Erdkontakt). Bei Fassadenverkleidung sowie Terrassen- und Balkonbelägen sowie Gartenholz ist Thermoholz schon weitgehend etabliert. Bei Holzfenstern steht die breitere Markteinführung noch am Anfang; entsprechende Forschungsvorhaben laufen.

Auf Grund des vom ihd initiierten und zur Zeit durchgeführten Forschungsprojektes wurden bereits erste Objekte realisiert.

Thermoholz kann prinzipiell für Spielplatzgeräte eingesetzt werden; die konkrete Anwendung ist jedoch stets im Einzelfall (Gerät/Bauart) zu prüfen. Dies betrifft insbesondere mechanisch beanspruchte Bauteile.

Im Holzbau kann Thermoholz derzeit (noch) nicht für den lasttragenden Bereich eingesetzt werden. Dies gilt auch z. B. für freitragende Balkone. Grund sind sowohl die verringerte Festigkeit, die noch begrenzte Datenmenge zu Eigenschaftswerten sowie fehlende Langzeiterfahrungen. Verschiedene Forschungsarbeiten befassen sich jedoch mit dieser Frage.

Allgemeine Hinweise für Thermoholzanwender:

- o Prüfen Sie, ob Thermoholz für die konkrete Anwendung geeignet ist!
- o Thermoholz nur für überprüfte und freigegebene Zwecke einsetzen!
- o Vorzüge und Grenzen des Materials beachten!
- o Thermoholz muss als neue Holzart betrachtet werden!
- o Das Thema Thermoholz bleibt weiter spannend!

Bemessung im Holzbau

von M. Göggel



Band 1 - Grundlagen, Nachweise der Tragglieder

- Standardwerk für Tragwerksplanungen von Holzkonstruktionen
- Neueste Erkenntnisse der Holzbauforschung und -praxis
- Baulich-konstruktiver Holzschutz
- Berechnungs- und Bemessungsverfahren nach Theorie 1. und 2. Ordnung
- Erläuterungen für Zug- und Druckstäbe
- 151 Tafeln/Tabellen, 253 Bilder, zahlreiche Berechnungsbeispiele

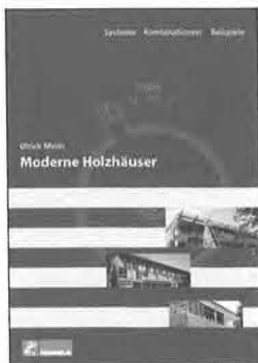
4., völlig überarbeitete Auflage 1999 € 39,-



Band 2 - Verbindungen und Verbindungsmittel

- Die Berücksichtigung bauaufsichtlich zugelassener Verbindungen bietet Lösungen für vielerlei Berechnungsprobleme
- Bauaufsichtlich zugelassene Ankerdübel-Verbindungen
- Behält auch im Hinblick auf die zukünftige praktische Anwendung des Eurocodes 5 seine Aktualität, da in der Übergangszeit zum europäischen Sicherheitskonzept die DIN 1052 gültig ist.

4., völlig überarbeitete Auflage 2000 € 39,-



Moderne Holzhäuser Systeme - Kombinationen - Beispiele

189 Seiten mit zahlreichen, meist farbigen Fotos und Zeichnungen.
DIN A4, gebunden
€ 59,-

Diese Neuerscheinung bietet Ihnen eine Einführung und einen Überblick über neuere Konstruktionsweisen im Holzhausbau:

- ✎ Bausysteme, Bauarten und Bauelemente
- ✎ Kombinationsmöglichkeiten
- ✎ konstruktive Grundlagen
- ✎ Ausblick auf Anwendungsmöglichkeiten mit Beispielen bei Neubau, Umbau und Sanierung
- ✎ Argumentationshilfen zu den Holzhausbau-Vorteilen
- ✎ Richtwerte von Bauteilabmessungen
- ✎ Hinweise zu Schall-, Brand- und Feuchteschutz

Mit diesem Buch besitzen Sie eine umfassende Auswahl- und Entscheidungshilfe für die Entwurfsplanung und eine überzeugende Beratungshilfe beim Bauherrengespräch.

Lernen aus Schäden im Holzbau

von F. Colling



- Typische Mängel und Schäden im Holz-Wohnungsbau - Ursachenerkennung und Vermeidung
- Analyse von 65 konkreten Schadensfällen
- Hinzunehmende Unregelmäßigkeiten
- Wärme- und Feuchteschutz, Holzschutz, Schallschutz, Lufthygiene, Dichtheit der Gebäudehülle
- Ausschreibungshinweise
- 459 Seiten mit mehr als 600 meist farbigen Abbildungen

1. Auflage 2000 € 75,-

Holzbrücken am Weg

von M. Gerold



- Geschichte des Holzbrückenbaus unter Berücksichtigung neuester Entwicklungen
- Anwendungsgebiete heute
- Die schönsten Ingenieurbauwerke u. a. aus Süddeutschland und der Schweiz mit Wegbeschreibung
- Hänge-, Klapp-, Fachwerk-, Bogen-, Gerüst- und Verbundbrücken
- Verbindungsmittel - Brückenbeläge - Hölzerne Fahrbahnplatten - Baulicher Holzschutz

1. Auflage 2001 € 40,-



BRUDERVERLAG

Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

BRUDERVERLAG
Albert Bruder GmbH & Co. KG
Bismarckstr. 21
76133 Karlsruhe

Telefon (07 21) 9 13 88 52
Fax (07 21) 9 13 88 98
E-Mail: vertrieb@bruderverlag.de

Dipl.-Ing. Manfred Fetscher

Dipl.-Ing. Manfred Fetscher
Freier Architekt BDB/BDA
Hauptstraße 27
88636 Illmensee
Tel.: 07558 92129-0
Fax: 07558 92129-90
E-Mail: arch.fetscher@t-online.de



- *1939 Illmensee

- 1959-1964 Architekturstudium an der Staatsbauschule Stuttgart

- Seit 1965 Freier Architekt in Illmensee
 mit Schwerpunkt Holzbau

Grundlagen der raumakustischen Planung ...

... Wirkungsmechanismen, Konstruktionsprinzipien, Wirtschaftlichkeit, ausgeführte Beispiele

Es gibt wohl keinen Bereich der Gebäudeplanung, der nachlässiger behandelt wird als die Raumakustik.

Die Architekten berücksichtigen bei der Planung in erster Linie

- die Gestaltung
- die Funktion
- die Konstruktion,

aber der Raumakustik wird oft keine oder nur zu wenig Aufmerksamkeit gewidmet, obwohl sie für die Funktion und den Nutzwert nicht nur von Gebäuden mit hohen akustischen Anforderungen, sondern der meisten normalen Gebäude eine ganz entscheidende Rolle spielt.

In einem Vortragssaal, in dem der Vortragende nur schwer zu verstehen ist, werden die Zuhörer schnell entnervt, sie werden ermüden und schließlich abschalten.

Gleiches gilt für ein Klassenzimmer. Wenn dieses akustisch nichts leistet, wird sich ein Lernerfolg nur mühsam einstellen, da der Raum für Lehrer und Schüler im wahrsten Sinne des Wortes zu anstrengend ist, und ein Großteil der Energie alleine fürs angestrenzte Zuhören verpufft.

Oder wenn mir der Bademeister eines von Architekten oft bestaunten „Kultbades“ sagt, dass die Hauptaufgabe von ihm und seinen Kollegen darin bestehe, die Besucher darauf hinzuweisen, sich leise zu verhalten, da sonst der Lärmpegel so ansteigt, dass es nicht mehr auszuhalten sei, wenn also die Bademeister gleichsam als Ersatzabsorber missbraucht werden, kann man wohl davon ausgehen, dass bei der Planung nur die Gestaltung eine Rolle gespielt hat, und die Belange der Raumakustik vollständig außer Acht gelassen wurden.

Dabei gilt es nur einige grundsätzliche Dinge zu beachten, damit gute Gestalt und eine gute Raumakustik sich ergänzen.

In diesem Zusammenhang möchte ich auf ein Zitat von Nicolas Grimshaw hinweisen:

„Ein Gebäude wird später nicht danach beurteilt wie es aussieht, sondern was es leistet!“

Wobei anzumerken ist, dass Grimshaws Gebäude sowohl schön als auch zweckmäßig sind.

Das Ziel meines Vortrages ist es, Sie für die Problematik der Raumakustik zu interessieren bzw. zu sensibilisieren, die **wichtigsten Grundregeln** aufzuzeigen, um Sie als Planer in die Lage zu versetzen, möglichst frühzeitig, also schon in der Entwurfsphase, die zur Erzielung einer guten Raumakustik richtigen Grundsatzentscheidungen zu treffen.

Er ist für den Praktiker gedacht, der am Bau nicht allein die Raum-

akustik zu bearbeiten hat, und der sich nur soweit in diesen Bereich einarbeiten möchte, dass er die Zusammenhänge begreift, einfache Lösungen unter Nutzung der einschlägigen Literatur selbst finden kann, oder bei anspruchsvollen Aufgabenstellungen dem Bauherrn rechtzeitig das Hinzuziehen eines Akustikers empfiehlt.

Es sind hier nicht nur Räumlichkeiten mit hohem akustischem Anspruch von Bedeutung, wie z.B. Konzertsäle, bei denen sicherlich immer ein Spezialist hinzugezogen wird, sondern Gebäude mit den vielfältigsten **normalen** akustischen Erfordernissen, wie etwa Büros, Unterrichts-, Seminarräume, Sport-, Mehrzweckhallen, aber auch insbesondere Produktionsgebäude.

Jedem gewerblichen Bauherrn muss klar gemacht werden können, dass eine gute Raumakustik für den Arbeitserfolg und die Gesundheit seiner Mitarbeiter entscheidend ist, und dass die bei rechtzeitiger Planung verhältnismäßig geringen Mehrkosten sich gerade für ihn schnell amortisieren.

Dass eine gute Raumakustik nicht so leicht zu erreichen ist, und selbst die so genannten Spezialisten Schiffbruch erleiden können, wurde der ganzen Republik am Beispiel des Bonner Plenarsaales vor Augen geführt, der noch am Tag der Eröffnung sofort wieder für etwa ein Jahr geschlossen werden musste, um Verbesserungs- und Umbaumaßnahmen am Raum und an der elektroakustischen Anlage durchführen zu lassen.

Dieses Beispiel zeigt uns aber auch, welche unangenehme Auswirkungen mit erheblichen ökonomischen Folgen Fehlentscheidungen haben können, und dass sich die Gesetze der Physik nicht nach dem Willen der Planer oder aktuellen Architekturmoden richten, sondern dass die Planer die Gestaltung auf die physikalischen Gesetze der Akustik abzustimmen haben.

Wirkungsmechanismen

Schallausbreitung im Raum

Luftschall entsteht dadurch, dass Luft in Schwingungen versetzt wird und diese sich wellenförmig mit ca. 340 m/sec. dreidimensional im Raum ausbreitet und von den raumbegrenzenden Flächen mehr oder weniger absorbiert oder reflektiert wird (*Bild 1+2*), wobei der Aufprallwinkel dem Abprallwinkel entspricht.

Der vom menschlichen Ohr wahrnehmbare Schall reicht von ca. 20 Hz, mit 20 m Wellenlänge als tiefster, bis ca. 20.000 Hz mit nur 20 mm Wellenlänge als höchster Ton.

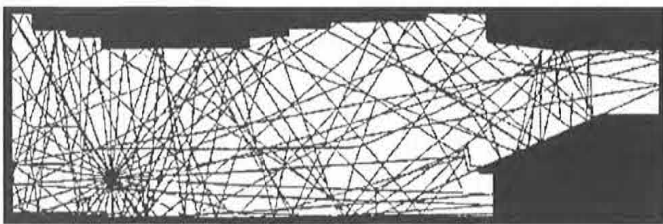


Bild 1: Schallausbreitung und Schallreflexion im Raum
 - wellenartig in alle Richtungen
 - hörbare Wellenlängen: tiefster Ton 20Hz = 20m Wellenlänge
 höchster Ton 20 kHz = 20mm Wellenlänge

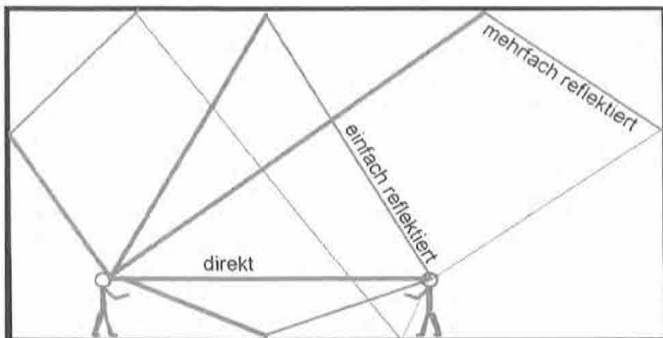


Bild 2: Prinzip der Schallreflexion
 - Aufprallwinkel = Abprallwinkel
 - positiv und möglichst zu erhalten: Direktschall und 1. Reflexion
 negativ und zu absorbieren: Mehrfach-Reflexion, die später als 0,2 s das Ohr erreicht

Halligkeit

Das wichtigste raumakustische Kriterium ist der Nachhall. Darunter versteht man die Differenz zwischen Direktschall und dem von Wänden, Decke und Boden reflektierten Indirektschall. Trifft dieser später als nach 0,2 sec. am Ohr ein, wird dies als Nachhall bezeichnet (Bild 3).

Die Nachhallzeit wird über den Zeitraum definiert, in welchem der Schall auf 1/1000 der Ursprungsenergie reduziert hat, dies entspricht einer Verringerung um 60 dB.

Nach Sabine beträgt die Nachhallzeit

$$T = 0,163 \times \frac{\text{Raumvolumen}}{\text{äquivalente Schallabsorberfläche}}$$

Sie wächst demnach bei ähnlicher schallabsorbierender Ausstattung mit dem Raumvolumen.

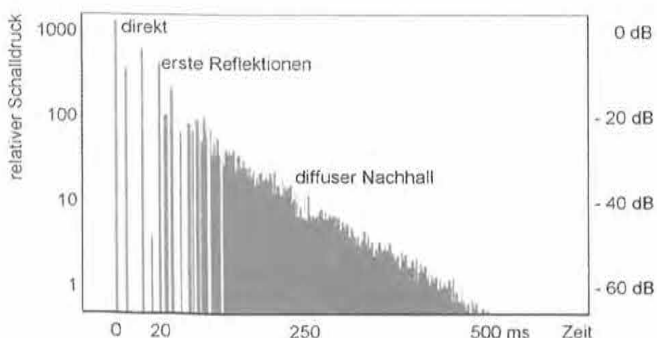


Bild 3: Echogramm
 nach 20 ms werden der Direktschall und die 1. Reflexion vom diffusen Nachhall überlagert.

Sprache und Musik sind grundsätzlich verschiedene Hörerlebnisse, und stellen somit unterschiedliche Anforderungen an den Raum.

Während für Musik eine gewisse Nachhallzeit erforderlich ist (Näherungswert 2 sec.) damit der Ton trägt und ein Klangraum entsteht, in welchem Musik klingt und nicht nur als Lärm empfunden wird, benötigt man für Sprache (Näherungswert 1 sec.) nur eine kurze Nachhallzeit (Bild 4).

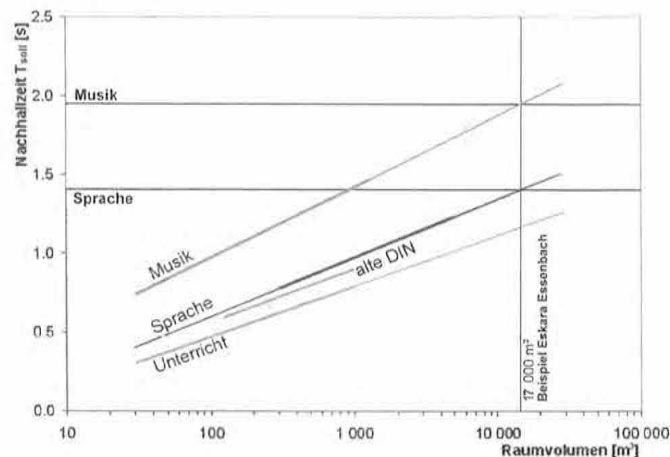


Bild 4: Ideale Nachhallzeiten für unterschiedliche Nutzungen in Abhängigkeit vom Raumvolumen. Die anzustrebende Nachhallzeit ist abhängig vom Raumvolumen: große Räume lassen eine größere Nachhallzeit zu.

In Räumen wie z.B. kleinen Seminar- und Vortragsräumen, Klassenzimmern, etc., in denen es auf das Verstehen von Sprache ohne Einsatz von ELA-Anlagen ankommt, sind die Absorber oftmals an den falschen Stellen eingesetzt, wodurch der Raum den Schall nicht mehr trägt. In diesen Räumen ist es wichtig, nützliche Reflexionen zuzulassen.

Meist ist es ausreichend, die Decke und ggf. die dem Referenten gegenüberliegende Wand absorbierend auszuführen. Durch eine reflektierende Fläche, direkt hinter und über dem Redner, kann der gewünschte Direktschall noch verstärkt werden (Bild 5).

Diffuse Reflexionen

Für Musikdarbietungen ist es wichtig, dass der Raum eine möglichst hohe Diffusität aufweist, d.h., dass durch unterschiedliche Materialien mit möglichst rauen Oberflächen die Schallstrahlen möglichst gut durchmischt und gleichmäßig in alle Raumwinkel gestreut werden.

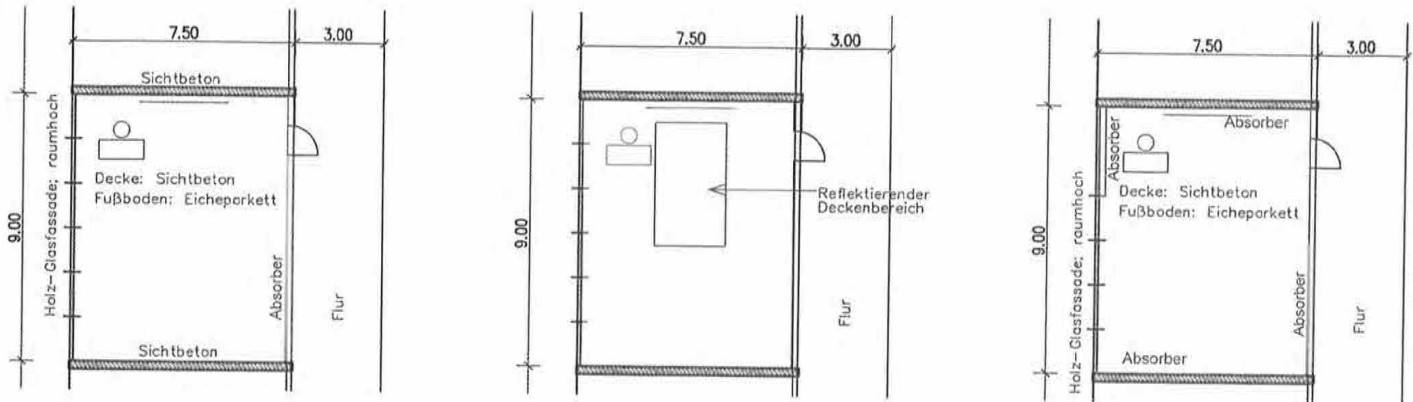
Negative Reflexion

Besonders störend sind Flatterechos. Dabei kommt es zu einem längeren Hin- und Herpendeln der Schallenergie zwischen parallel zueinander stehenden Flächen mit gleichem Absorptionsgrad.

Sie können durch unterschiedlich absorbierende Oberflächen oder durch Schrägstellen einer Fläche um $\geq 5^\circ$ vermieden werden.

Notwendiges Raumvolumen:

Um eine optimale Nachhallzeit zu erreichen, muss wegen der



so oder ähnlich:
oft gebautes Beispiel,
jedoch raumakustisch
mangelhaft

In so genannten Flach-
räumen ist in der Regel
eine absorbierende Decke
ausreichend, eventuell
kann die dem Lehrer ge-
genüberliegende Wand
noch teilweise absorbie-
rend ausgeführt werden.

Bei Betonkerntemperierung
kann die Decke nicht absorb-
ierend ausgebildet werden,
somit müssen die Wände ver-
setzt als Absorber wirken.
Möglichst zusätzlich einen
textilen Bodenbelag einset-
zen.

Bild 5: Kleine Räume für Sprache am Beispiel Klassenzimmer

Publikumsabsorption, je Person ein von der Raumfunktion abhängiges Mindestraumvolumen eingehalten werden.

Es soll für Sprache wenigstens 3-5 cbm, für Musik wenigstens 6 bis 8 cbm betragen.

Einzusetzende Absorber

Da man in den wenigsten Fällen schon bei der Planung wissen kann, welche Frequenzen im Einzelnen später auftreten werden und somit absorbiert werden müssen, ist es notwendig einen so genannten Breitbandabsorber zu wählen, der möglichst gleichmäßig ein breites Frequenzband absorbiert. (Bild 6/7 und 8)

Alconswert ALC

Die Sprachverständlichkeit in einem Raum wird über den Alconswert definiert.

Er gibt an, welcher Prozentsatz der Konsonanten des Primärschalls vom Nachhall überlagert wird.

Beträgt der Alconswert weniger als 12 %, ist die Sprachverständlichkeit gut.

Wirtschaftlichkeit

Grundsätzlich gilt, durch möglichst frühzeitige Planung Fehlentscheidungen, und dadurch Nachrüstungen zu vermeiden. Dies bedeutet zwar in der Planungsphase einen etwas erhöhten Aufwand, der sich aber auf den gesamten Bauablauf gesehen schnell amortisieren wird.

Wenn mit Nachrüstungen überhaupt noch etwas zu retten ist, sind diese meist gestalterisch unbefriedigend und die Kosten steigen um ein Vielfaches.

Ideal ist es, Produkte mit hohem industriellen Vorfertigungsgrad auszuwählen, die gleichzeitig mehrere Funktionen übernehmen

Bild 6:

Schallabsorption verschiedener Baustoffe

Wert (Schallabsorptionsgrad μ) gemessen bei einer Frequenz von 1000 Hz

Wasser	0,02
Beton, Glas, Mauerwerk, Putz	0,03
Tapete auf Putz	0,05
Gipskarton auf Lattenrost	0,06
Holzschalung auf Lattenrost	0,10
Vorhänge	0,25-0,50
Linoleum auf Estrich	0,04
Parkett auf Estrich	0,10
Teppichboden	0,25-0,45
Mineralfaserplatten mit geschlossener Oberfläche	0,15-0,25
Mineralfaserplatten mit offener Oberfläche	0,60-0,80
Lochplatten Gipskarton	0,30
Gipslamellenflächen	0,50-0,80
Akustikputze	0,25-0,40

Bild 7: Breitbandabsorber

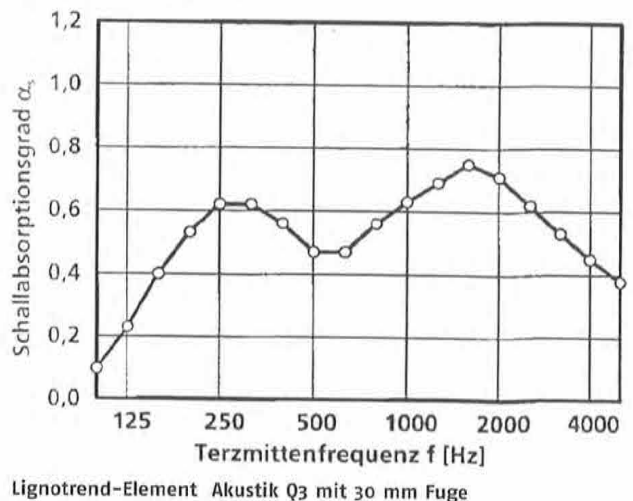


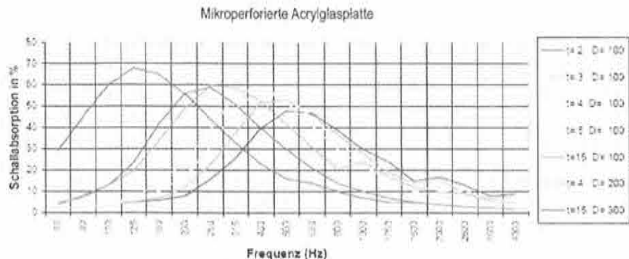
Bild 8: Schmalbandabsorber

MIKROPERFORATION - im Vergleich

Variierender Abstand zum Hintergrund und / oder variierende Materialdickde bringen unterschiedliche Absorptionsresultate:
 Großer Abstand zum Hintergrund und / oder große Materialdickde = großer Absorptionsgrad in den tiefen Frequenzen.
 Kleiner Abstand zum Hintergrund und / oder kleine Materialdickde = großer Absorptionsgrad in den höheren Frequenzen.



HEINZ FRITZ
 Kunststoffverarbeitung
 Gewerbestraße 11
 D-89542 Herbrechtingen
 Telefon: 07324 988-0
 Telefax: 07324 988-111
 e-Mail: info@heinz-fritz.de
 Internet: www.heinz-fritz.de



Mikroperforierte Acrylglasplatte

können, z.B. Tragen und Absorbieren oder Dämmen und Absorbieren, und somit schon mit der Montage der tragenden Konstruktion die Belange der Raumakustik mitzulösen.

Dadurch werden Arbeitsschritte und damit teure Montagezeiten eingespart.

Mehrere Fliegen mit einer Klappe zu schlagen ist wirtschaftlicher als mehrmals zuzuschlagen.

Beispiele

1. Mehrzweckhalle Illmensee

Die Hallenwände wurden überwiegend mit gehobelter Fichteschalung ausgekleidet, wobei bei 10 cm Brettbreite die offene Fuge mit den in Sporthallen max. zulässigen 8 mm Breite ausgeführt wurde.

Als Absorber dient 30 mm Mineralfaser.

Die Dachunterseiten sind mit Fichte, Nut- und Federbrettern verschalt.

Trotz der günstigen Dachgeometrie hat sich die Absorberfläche als zu klein erwiesen.

Der Fugenanteil mit ca. 8 % war zu gering und die gehobelte Fichteschalung wirkt als Absorber schlechter als gemeinhin vermutet.



1. Beispiel: Mehrzweckhalle Illmensee. Trotz günstiger Dachform und überwiegender Verkleidung mit gehobelter Fichteschalung zu lange Nachhallzeit

Mit einer sägerauen Schalung, für die es jedoch keine Absorberwerte gibt, hätte das Problem wohl zufrieden stellend gelöst werden können.

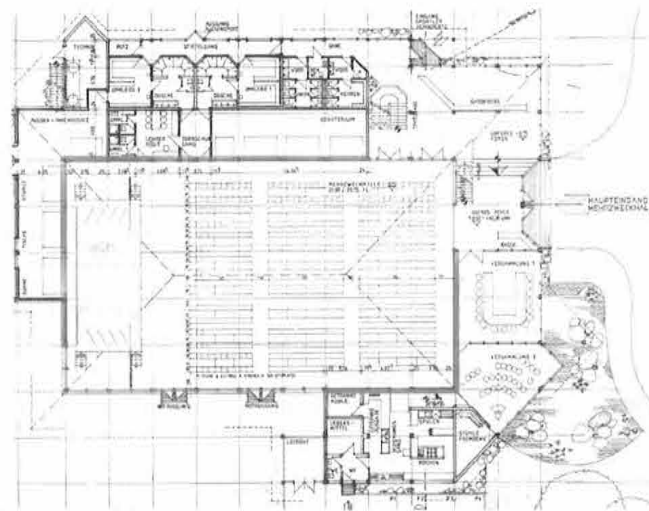
2. Mehrzweckhalle Frickingen

Bei der Mehrzweckhalle Frickingen wurde nur noch der von Schülern und Spielern zugängliche Wandbereich bis 2,50 m Höhe mit gehobeltem Holz ausgeführt.

Oberhalb wurde nur sägeraues Holz verwendet und an den Wänden der Fugenanteil auf ca. 16% erhöht.

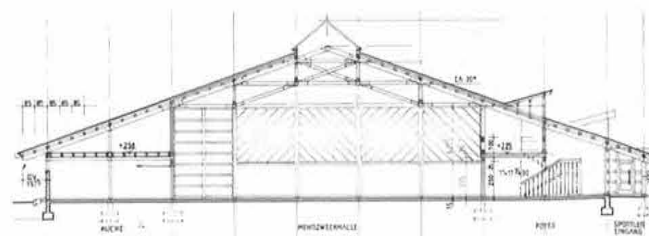
Durch sorgfältige Vermeidung von Flatterechos (s. Grundriss + Schnitt), in Verbindung mit der, durch ein flaches Walmdach, akustisch optimierten Raumgeometrie wurde bei ca. 5800 cbm Raumvolumen eine gute Raumakustik erzielt, die selbst für symphonische Musik bestens geeignet ist.

Jedoch für Dreifachhallen mit ca. 14.000 cbm Raumvolumen waren die zuvor beschriebenen Maßnahmen nicht mehr ausreichend, so dass die Dachfläche mit zusätzlichen Lochblechabsorbern, mit 33 % Lochanteil und Mineralfasereinlage versehen werden musste, um den Raumschallpegel zu senken.



Grundfläche 756 m²
 Rauminhalt 5800m³.

2. Beispiel: Mehrzweckhalle Frickingen, Grundriss Erdgeschoss
 Grundfläche 756 m²
 Rauminhalt 5800 m³.



2. Beispiel: Mehrzweckhalle Frickingen, Schnitt



2. Beispiel: Mehrzweckhalle Frickingen
In der Mehrzweckhalle Frickingen finden 3 Mal jährlich Sinfoniekonzerte statt.

3. ESKARA Essenbach

Bei diesem Bauvorhaben wurden 3 verschiedene absorbierende Dachaufbauten geplant, vorberechnet und ausgeschrieben, die bereits vom Holzbaubetrieb, zusammen mit der Konstruktion ausführbar sein mussten und die gleichzeitig die tragende Dachschale bilden sollten.

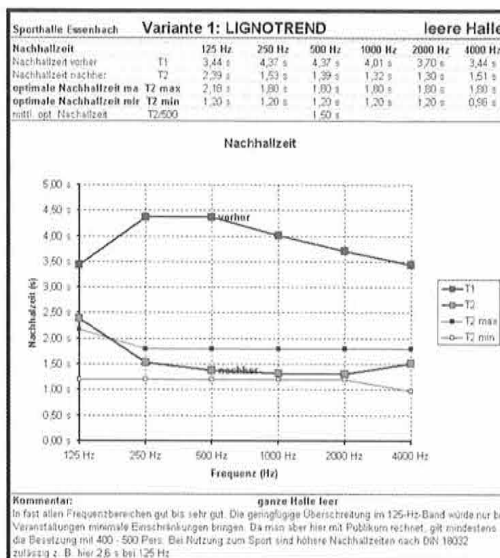
Alternative A sägeraue Schalung mit zwischen gehängten Lochblechabsorbieren auf ca. 2/3 der Dachfläche

Alternative B vorgefertigte Kauffmann Multiboxelemente mit Mineralfaserabsorbieren und gelochter Unterschale aus Fichte-Dreischichtplatten

Alternative C Lignotrend Akustik-Elemente, mit 30 mm Fuge und 2 x 20 mm Holz-Weichfaserabsorber, Gesamt-Elementdicke 104 mm



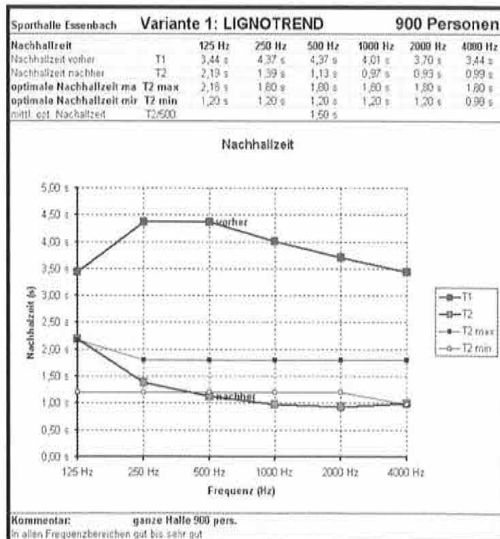
ESKARA Essenbach (Alternative C)



ESKARA Nachhallzeiten bei Sportbetrieb



Sporthalle Au (Alternative A)



ESKARA Nachhallzeiten bei Festbetrieb

Alternative C hat sich als wirtschaftlichste Lösung herausgestellt, gleichzeitig wurden, insbesondere im tief frequenten Bereich, die besten Absorberwerte erzielt.

Dieses System wurde in der Halle und allen Nebenräumen durchgehend eingesetzt, so dass auch in den Bereichen, die in den meisten Fällen raumakustisch nicht berücksichtigt werden, wie Foyer, Umkleidebereich, Fitnessraum und Wintergarten, neben der ruhigen und einheitlichen Dachuntersicht eine hervorragende Raumakustik erreicht wurde.



3. Beispiel: ESKARA, Essenbach
Lignotrend-Akustik als Dachabsorber mit 30 mm Fuge
Unterschiedliche Materialien, sägerau bzw. gebürstet, ergeben eine sehr gute Schallverteilung im Raum.
Alconswert zwischen 3 % und 5 %
Differenz des Schalldruckpegels der ELA-Anlage lediglich 2 dB



Auch Nebenräume wie Foyers, Umkleiden, etc dürfen raumakustisch nicht vernachlässigt werden.

4. Feuerwehrgerätehaus in Frickingen

Die Dachflächen wurden als 13,5/ 3,0 m große Elemente vorgefertigt und unterseitig mit einer schalloffenen Weißtanne-Verleistung verkleidet.

Durch die Verwendung einer relativ schweren Dampfsperffolie mit 340 g/qm wirkt die gesamte Dachunterseite als Folienabsorber, der bei ca. 250 Hz seine höchste Leistung bringt und auch bei ca. 500 Hz noch merklich absorbiert.

Der Motorenlärm der Feuerwehrfahrzeuge in der Warmlaufphase wird dadurch absorbiert und eine gute Sprachverständlichkeit bleibt gewährleistet.

Bild 9: Dachelemente als Folienabsorber



4. Beispiel: Feuerwehrgerätehaus Frickingen, Fahrzeughalle
vorgefertigte Dachelemente mit offener Weißtanne-Verleistung (Schlitzanteil 50%).
Die Dampfsperre mit der Mineralfaserdämmung wird zusätzlich als Folienabsorber zur Absorption tiefer Frequenzen genutzt.

5. Seminarbereich Gasthaus zum Höchsten, Illmensee

In den Seminarräumen, die in die ehemalige Stallung eingebaut wurden, welche auch für Familienfeiern, Hochzeiten, Frühstücksbrunch etc. genutzt werden, stand nur die Decke als Absorberfläche zur Verfügung, da die Wände mit einem magnetischen, absolut glatten Putz versehen wurden, der gleichzeitig als Projektionsfläche nutzbar sein musste.

Der Fußboden wurde mit auf Lagerhölzern liegenden massiven Eichebohlen belegt.

In diesem Fall haben wir das neu entwickelte Lignotrend-Akustikelement „ALPHA Plan“ mit 80 mm Dicke und einer unterseitigen Feinverleistung aus astreiner Weißtanne mit 4 mm Fuge, unter die bereits vorhandene Stahlbetondecke geschraubt.

Die Lichtbänder konnten deckenbündig integriert werden, die angestrebte ruhige, flächig wirkende Deckenuntersicht wurde dadurch erreicht.

Im Foyer wurde das gleiche Element, jedoch als tragendes Deckenelement mit 23 cm Dicke über 6 m gespannt, welches gleichzeitig trägt, dämmt und absorbiert und dadurch besonders wirtschaftlich ist.



5. Beispiel: Seminarbereich Gasthaus zum Höchsten ruhige plane Deckenuntersicht mit optimaler Absorption und integrierten Lichtbändern



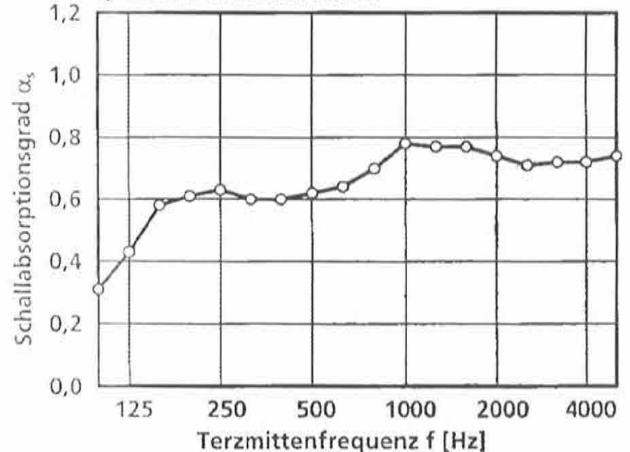
5. Beispiel: Zwischenbau Gasthaus zum Höchsten Trotz tragender Funktion, gleiche Deckenuntersicht wie in den Seminarräumen. Tragen, Dämmen, Absorbieren mit einem Element

Auf eine Besonderheit dieser neuen Lignotrend-Elemente möchte ich noch hinweisen:

Wenn die 20 mm dicke Sichtplatte nur 18 mm tief eingeschlitzt wird, ist die Absorption nur noch minimal. Dies bedeutet, dass bei einheitlicher Optik sowohl absorbierende als auch reflektierende Bereiche ausgebildet werden können, wodurch jeder Raum raumakustisch optimiert werden kann.

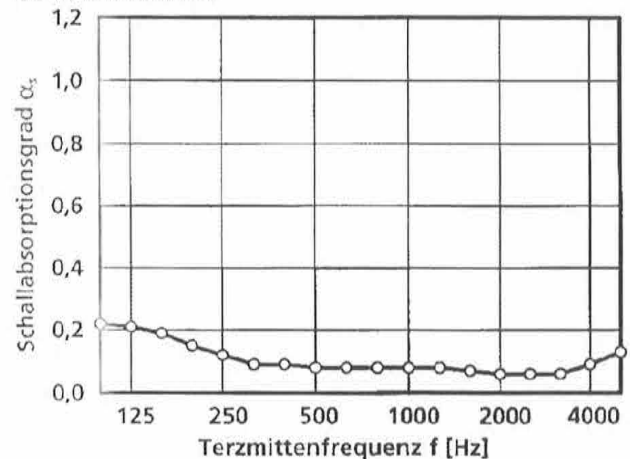
Somit schließen sich die von den Architekten in der Regel gewünschte ruhige Raumatmosphäre und eine optimierte Raumakustik nicht mehr gegenseitig aus.

Bild 10: Optimierter Breitbandabsorber



Neuentwicklung Lignotrend Alpha plan geschlitzt (8 mm Fuge)

Bild 11: Schallreflektor



Neuentwicklung Lignotrend Alpha plan (8 mm Fuge) nicht bis in den Absorber durchgeschlitzt

Quellennachweis:

- Schallschutz und Raumakustik in der Praxis, W.Fasold + E.Verres, Verlag für Bauwesen, Berlin
- Artikel: Raumakustik und passive Klimatisierung, Detlef Hennings, Das Bauzentrum / Baukultur 12/2003
- Artikel: Gute Raumakustik ist kein Zufallstreffer, Rudolf Schrickler, DAB 12/2003
- Artikel: Raumakustische Planung: Aktuelle Probleme und neue Lösungsansätze Dr. Jörg Hunecke, Veröffentl. der Hochschule für Technik Stuttgart, Band 47, Bauphysikertreffen 1999

Informationsquellen für Absorberwerte,

Berechnungsprogramme etc. im Internet:

- www.bine.info BINE-Profi-Info II/2000, Fachinformationszentrum Karlsruhe,
- www.eclim.de Raumakustik in passiv klimatisierten Räumen mit schallharter Decke, D.Hennings
- www.ptb.de Physikalisch-Technische Bundesanstalt: Datenbank der Schallabsorptionsgrade

Fotonachweis:

- Fotos Lignotrend: Frank Herlet, Köln
- Sonstige Fotos: Architekturbüro Fetscher

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß



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

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

Tragverhalten neuartiger ...

... Haupt-Nebenträger-Verbinder

1 Einleitung

Im Bereich der Haupt-Nebenträger-Verbindungen existiert eine große Vielzahl unterschiedlicher Verbindungslösungen, die häufig in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt sind. Für ästhetisch anspruchsvolle Konstruktionen wie sichtbare Holzbalkendecken oder Pfosten-Riegel-Konstruktionen in Fassaden werden in der Regel „unsichtbare“ Verbindungen gewünscht. Im Folgenden wird das Tragverhalten einiger dieser Verbindungen erläutert. Dabei werden ausschließlich Verbindungen betrachtet, bei denen selbstbohrende Schrauben zum Einsatz kommen.



Bild 1: Selbstbohrende Holzschrauben

2 Hoffmann Schwalben nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Nr. Z-9.1-436

Hoffmann-Schwalben werden als Verbindungsmittel vorwiegend in Pfosten-Riegel-Konstruktionen z. B. in Holz-Glas-Fassaden eingesetzt. Die Verbindung kann sowohl Kräfte in Richtung der Riegelachse als auch rechtwinklig dazu aufnehmen. *Bild 2* zeigt eine schematische Darstellung der beiden Beanspruchungsrichtungen.

In Verbindungen mit Hoffmann-Schwalben werden als Verbindungsmittel gleichzeitig Hoffmann-Schwalben und Schrauben verwendet, die ohne Vorbohren in das Holz und durch die Schwalbe hindurch eingedreht werden. Auf Zug beanspruchte Verbindungen enthalten dabei immer mindestens ein Schraubenpaar aus zwei gekreuzt angeordneten Schrauben, durch Querkraft beanspruchte Verbindungen können sowohl mit mindestens einer auf Zug beanspruchten Schraube als auch mit Schraubenpaaren ausgeführt werden.

Das Rechenmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit Hoffmann-Schwalben berücksichtigt das Zusammenwirken der Schwalbe und der Schrauben. Die charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung $R_{j,k}$ kann daher berechnet werden zu:

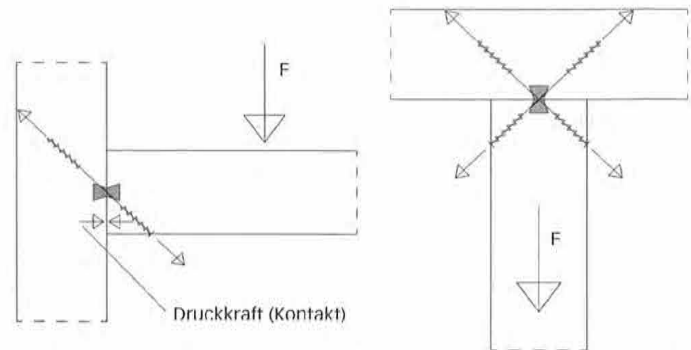


Bild 2: Schematische Darstellung einer Querkraftverbindung (links) und einer Zugverbindung (rechts) mit Hoffmann-Schwalbe und Schraube

$$R_{j,k} = R_{1,k} + R_{2,k}$$

mit

$R_{j,k}$ Tragfähigkeit der Verbindung mit Hoffmann-Schwalbe und Schraube(n)

$R_{1,k}$ Tragfähigkeit der Hoffmann-Schwalbe

$R_{2,k}$ Tragfähigkeit der Schraube(n)

Die Tragfähigkeit $R_{1,k}$ der Hoffmann-Schwalben bei einer Beanspruchung auf Zug oder Querkraft kann direkt aus Versuchsergebnissen mit Verbindungen, in denen ausschließlich Hoffmann-Schwalben als Verbindungsmittel eingesetzt waren, abgeleitet werden. Die Art der Schwalbe (Eichenholz oder Kunststoff) hat keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit, da als Versagensmechanismus stets das Erreichen der Querkzugfestigkeit des Hauptträgers bei Zugbeanspruchung des Nebenträgers bzw. des Nebenträgers bei Querkraftbeanspruchung des Nebenträgers auftritt.

Bezogen auf die Breite des Nebenträgers, die in den Versuchen der Länge der Schwalben entsprach, ergab sich als charakteristische Tragfähigkeit der Hoffmann-Schwalbe ein Wert von etwa 40 N/mm.

Ein vollständiges Zusammenwirken von Schwalbe und Schrauben wird im Fall von zwei Schrauben dadurch gewährleistet, dass durch die unter 45° zur Faserrichtung des Holzes eingedrehten Schrauben sowohl der Hauptträger als auch der Nebenträger im Bereich der Verbindung quer zur Faser verstärkt wird. Dies bewirkt eine Behinderung des Aufspaltens des Holzes. Daher kann der charakteristische Wert der Tragfähigkeit der Schwalben für gekreuzt angeordnete Schrauben als konservativ angesehen werden.

Bei einseitig angeordneten Schrauben muss aus Gleichgewichtsgründen eine Druckkraft zwischen dem Hirnholz des Nebenträgers und dem Seitenholz des Hauptträgers übertragen werden, durch die Reibungskräfte aktiviert werden. Diese Reibungskräfte werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Die Tragfähigkeit der auf Herausziehen beanspruchten Schrauben kann aus der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der Schraube entnommen werden. Da nur Schrauben mit Vollgewinde verwendet werden, kann der charakteristische Wert des Auszieh Widerstandes berechnet werden zu:

$$R_{ax,k} = f_{1,k} d \ell_{ef}$$

mit

$f_{1,k}$ charakteristischer Wert des Ausziehparameters

d Gewindeaußendurchmesser der Schraube

ℓ_{ef} kürzere Gewindelänge im Nebenträger oder Hauptträger

Bild 3 zeigt eine geöffnete Verbindung nach dem Versuch. Die Verbindung wurde durch eine Querkraft (siehe Pfeil) beansprucht.

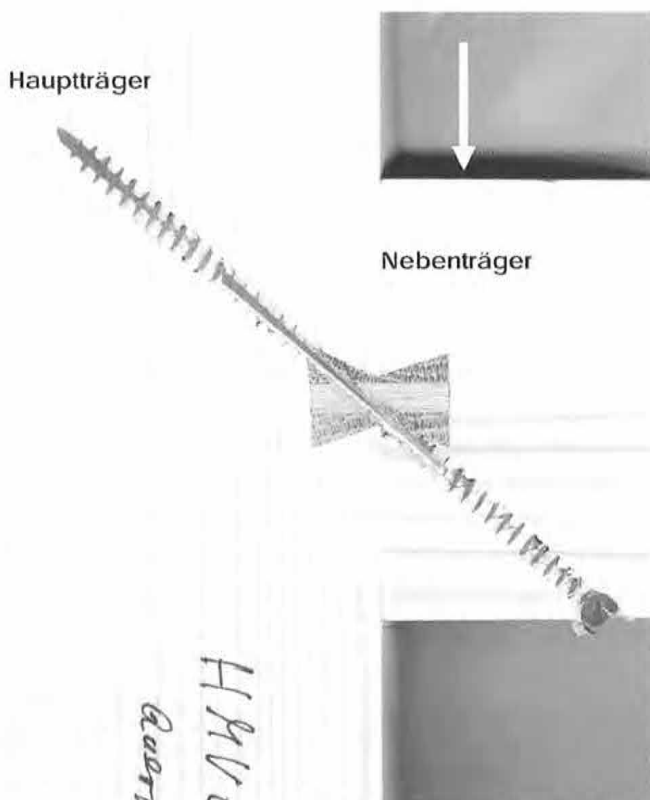


Bild 3: Querkraftverbindung mit Hoffmann-Schwalbe und Schraube

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer durch eine Querkraft beanspruchten Verbindung (siehe Bild 2) ergibt sich unter der Annahme, dass zwischen Hirnholzende des Nebenträgers und dem Seitenholz des Hauptträgers eine horizontale Druckkraft übertragen wird zu:

$$R_{V,j,k} = R_{V,i,k} + \frac{R_{ax,k}}{\sqrt{2}} = 40 b + f_{1,k} d \ell_{ef} / \sqrt{2}$$

In diesem Modell wird die Reibung zwischen Nebenträger und Hauptträger vernachlässigt. Der Verhältniswert zwischen den in Versuchen erreichten Traglasten und der charakteristischen Tragfähigkeit nach dem Rechenmodell liegt zwischen 1,3 und 2,1. Dabei ist zu beachten, dass jedes Versuchsergebnis den kleineren von zwei Werten der Traglast von zwei geprüften Verbindungen repräsentiert. Das Rechenmodell führt damit zu konservativen Werten der Tragfähigkeit für die Verbindungen mit Hoffmann-Schwalben und Schrauben.

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer durch eine Zugkraft beanspruchten Verbindung mit einer Hoffmann-Schwalbe und zwei gekreuzten Schrauben (siehe Bild 2) ergibt sich bei einer entsprechenden Betrachtung zu:

$$R_{t,j,k} = R_{t,i,k} + \sqrt{2} R_{ax,k} = 40 b + \sqrt{2} f_{1,k} d \ell_{ef}$$

Der Verhältniswert zwischen den in den Versuchen erreichten Traglasten und der charakteristischen Tragfähigkeit nach dem Rechenmodell liegt zwischen 1,1 und 1,6. Wegen des fehlenden Reibungseinflusses sind die Verhältniswerte für die zugbeanspruchten Verbindungen kleiner als für die durch Querkraft beanspruchten Verbindungen. Das Rechenmodell führt dennoch in beiden Fällen zu konservativen Werten der Tragfähigkeit für die Verbindungen mit Hoffmann-Schwalben und Schrauben.

Bemessung nach dem Teilsicherheitsbeiwertkonzept

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer auf Zug oder Querkraft beanspruchten Nebenträger-Hauptträger-Verbindung mit einer Hoffmann-Schwalbe und gekreuzt angeordneten Schrauben wird berechnet zu:

$$R_{j,k} = R_{1,k} + n R_{2,k}$$

Hierin bedeuten

$R_{j,k}$ Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit der Verbindung mit Hoffmann-Schwalbe und zwei gekreuzt angeordneten Schrauben, die unter 45° zur Faserrichtung eingedreht werden (siehe Bild 1)

$R_{1,k}$ Tragfähigkeit der Hoffmann-Schwalbe

$$R_{1,k} = 40 b \text{ in N}$$

b Länge der Hoffmann-Schwalbe in mm

n Anzahl der nebeneinander angeordneten Schraubenpaare

$R_{2,k}$ Tragfähigkeit eines Schraubenpaares

$$R_{2,k} = \sqrt{2} f_{1,k} d \ell_{ef}$$

$f_{1,k}$ Charakteristischer Wert des Ausziehparameters der Schraube. Ist in der Zulassung kein charakteristischer Wert für $f_{1,k}$ angegeben, darf mit dem 2,5-fachen B_Z -Wert der Schraube gerechnet werden.

d Gewindeaußendurchmesser der Schraube

ℓ_{ef} Länge des Schraubengewindes im Holzteil mit der Schraubenspitze oder im Holzteil mit dem Schraubenkopf; der kleinere Wert ist maßgebend.

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer auf Querkraft beanspruchten Nebenträger-Hauptträger-Verbindung mit einer Hoffmann-Schwalbe und auf Zug beanspruchten Schrauben wird berechnet zu:

$$R_{V,j,k} = R_{1,k} + n R_{2,k}$$

Hierin bedeuten

$R_{2,k}$ Tragfähigkeit der Schraube

$$R_{2,k} = f_{1,k} d \ell_{ef} / \sqrt{2}$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit sollte mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Baustoffeigenschaften $\gamma_M = 1,3$ und den k_{mod} -Werten für den entsprechenden Baustoff ermittelt werden.

Wird eine Verbindung gleichzeitig durch eine Zugkraft und eine Querkraft beansprucht, sollte ein linearer Interaktionsnachweis geführt werden:

$$f_{1,90,k} = \frac{f_{1,90,k}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cos^2 \alpha}$$

Bemessung nach dem Konzept der zulässigen Beanspruchungen

Die zulässige Belastung einer auf Zug oder Querkraft beanspruchten Nebenträger-Hauptträger-Verbindung mit einer Hoffmann-Schwalbe und gekreuzt angeordneten Schrauben wird berechnet zu:

$$\text{zul } N_{HS} = \text{zul } N_H + n \text{ zul } N_S$$

Hierin bedeuten

- zul N_{HS} Zulässige Belastung der Verbindung mit Hoffmann-Schwalbe und zwei gekreuzt angeordneten Schrauben, die unter 45° zur Faserrichtung eingedreht werden (siehe Bild 2)
- zul N_H Zulässige Belastung der Hoffmann-Schwalbe
- zul N_H = 16 b in N
- b Länge der Hoffmann-Schwalbe in mm
- n Anzahl der Schraubenpaare
- zul N_S Zulässige Belastung eines Schraubenpaars
- zul N_S $\text{zul } N_S = \sqrt{2} B_Z d^{l_{ef}}$
- B_Z B_Z -Wert der Schraube nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
- d Gewindeaußendurchmesser der Schraube
- l_{ef} Länge des Schraubengewindes im Holzteil mit der Schraubenspitze oder im Holzteil mit dem Schraubenkopf; der kleinere Wert ist maßgebend.

Die zulässige Belastung einer auf Querkraft beanspruchten Nebenträger-Hauptträger-Verbindung mit einer Hoffmann-Schwalbe und einseitig angeordneten, auf Zug beanspruchten Schrauben wird berechnet zu:

$$\text{zul } N_{HS} = \text{zul } N_H + n \text{ zul } N_S$$

Hierin bedeuten

- zul N_S Zulässige Belastung einer Schraube
- zul N_S $\text{zul } N_S = B_Z d / \sqrt{2}$

Wird eine Verbindung gleichzeitig durch eine Zugkraft und eine Querkraft beansprucht, sollte ein linearer Interaktionsnachweis geführt werden.

Als Verschiebungsmodul für eine Verbindung kann einheitlich folgender Wert verwendet werden:

$$K_{ser} = 12 \text{ MN/m}$$

Beträgt bei zugbeanspruchten Verbindungen die Einbindtiefe der Schrauben rechtwinklig zur Hauptträgerachse weniger als 70 % der Hauptträgerhöhe, ist zusätzlich zum Nachweis der Verbindung ein Querschnittsnachweis für den Hauptträger zu führen.

Bei mehreren nebeneinander angeordneten Schrauben oder Schraubenpaaren sollte der Zwischenabstand rechtwinklig zur Faser 5 d betra-

gen. Ein Randabstand rechtwinklig zur Faser von 30 mm für Schrauben bis zu einem Gewindeaußendurchmesser von 7,5 mm ist ebenfalls einzuhalten.

3 Knapp GIGANT nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Nr. Z-9.1-381

Knapp Gigant Verbinder sind Stahlblechformteile aus 6 mm dickem, kaltverformtem Stahlblech, die im Werk vormontiert werden und auf der Baustelle eine schnelle Einhängemontage ermöglichen. Knapp Gigant Verbinder werden in drei Größen hergestellt und bestehen jeweils aus zwei identischen hakenförmigen Stahlteilen, die mit Schrauben $\varnothing 10$ mm am Holz befestigt werden. Die Schrauben werden im Nebenträger parallel zur Faser eingeschraubt.

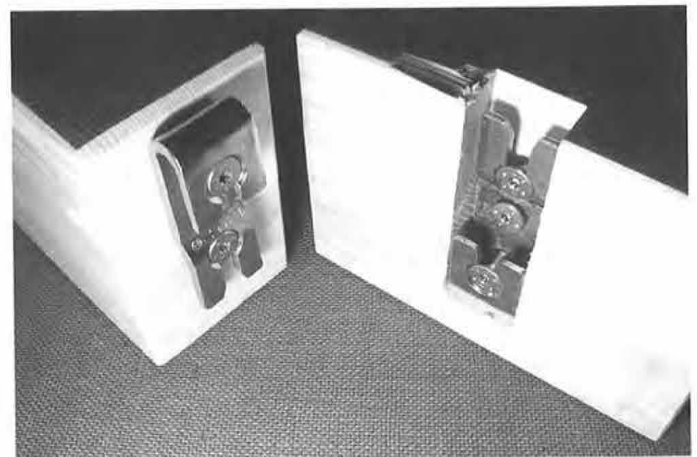


Bild 4: Knapp Gigant Verbinder Typ 120

Beanspruchung in Richtung des Nebenträgers

Bei einer Beanspruchung in Richtung des Nebenträgers werden die Schrauben auf Herausziehen beansprucht. Durch die Form der Knapp Gigant Verbinder werden dabei insbesondere die beiden außen liegenden Schrauben belastet, da sie am Einhängepunkt des Gegenstücks angeordnet sind und damit ein direkter Lastausgleich mit der gegenüberliegenden Schraube erfolgt. Die Zugkräfte der im mittleren Bereich der Gigant Verbinder angeordneten Schrauben müssen über Flachbiegung der 6 mm dicken Bleche zu den Enden des Verbinders geleitet werden. Dies ist wegen der geringen Biegesteifigkeit der gelochten Bleche allerdings nur in sehr eingeschränktem Umfang möglich. Da die Biegesteifigkeit wegen größerer Lochzahl mit zunehmender Verbindergöße abnimmt und die Länge des auf Biegung beanspruchten Bleches mit zunehmender Verbindergöße zunimmt, wird die Wirksamkeit der im Mittelbereich liegenden Schrauben mit zunehmender Verbindergöße geringer.

Bei Versuchen war immer die Tragfähigkeit der Schrauben im Seitenholz maßgebend. Da die Schrauben im Hirnholz bzw. im Seitenholz bei gleichem Durchmesser Gewindelängen von 84 mm bzw. 54 mm aufwiesen, beträgt bei gleicher Rohdichte und Schraubenlänge die Tragfähigkeit parallel zur Faser eingedrehter Schrauben auf Herausziehen

mindestens $54/84 = 64\%$ der Tragfähigkeit rechtwinklig zur Faser eingedrehter Schrauben. In DIN 1042:2004-08 beträgt die Abhängigkeit des Ausziehparameters vom Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung:

$$f_{1,k} = \frac{f_{1,90,k}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cos^2 \alpha}$$

Diese Gleichung ergibt einen charakteristischen Wert des Ausziehparameters parallel zur Faser, der 75 % des entsprechenden Wertes rechtwinklig zur Faser beträgt. Maßgebend für die Bemessung der Knapp Gigant Verbinder bei Beanspruchung in Richtung der Schraubenachse ist somit die Verbindung im Seitenholz des Hauptträgers.

Für die Bemessung werden unabhängig vom Typ des Verbinders zwei wirksame Schrauben pro Verbinder zugrunde gelegt. Als Ausziehparameter bei einer Bemessung nach DIN 1052 (1988) wird $B_z = 5 \text{ N/mm}^2$ angenommen, bei einer Bemessung nach dem Teilsicherheitsbeiwertkonzept $f_{1,k} = 80 \times 10^{-6} \times r_k^2$. Das Verhältnis zwischen Tragfähigkeit im Versuch zur charakteristischen Tragfähigkeit beträgt dabei zwischen 1,4 und 1,6, das Verhältnis aus Tragfähigkeit im Versuch zur zulässigen Belastung zwischen 3,3 und 3,8.

Beanspruchung rechtwinklig zum Nebenträger

Bei einer Beanspruchung rechtwinklig zur Nebenträgerachse in Einschubrichtung werden die Schrauben auf Abscheren beansprucht. Mögliche Versagensmechanismen sind das Erreichen der Tragfähigkeit der Stahlblech-Holz-Schraubenverbindung, das Querkzugversagen des Nebenträgers sowie das Querkzugversagen des Hauptträgers. Versagensursache in Tragfähigkeitsversuchen war in den meisten Fällen das Aufspalten des Nebenträgers.

Die Tragfähigkeit der Stahlblech-Holz-Schraubenverbindung ist abhängig von der Geometrie der Verbindung, vom Biegegewiderstand der Schrauben sowie von der Lochleibungsfestigkeit des Holzes. Die in Eurocode 5 oder DIN 1052:2004-08 enthaltenen Bemessungsgleichungen, die auf der Johansen-Theorie basieren, sind hier nicht unmittelbar anwendbar, da eine der Schrauben einen Luftspalt von 7 mm zwischen Stahlblech und Holzoberfläche überbrückt (siehe Bild 5).

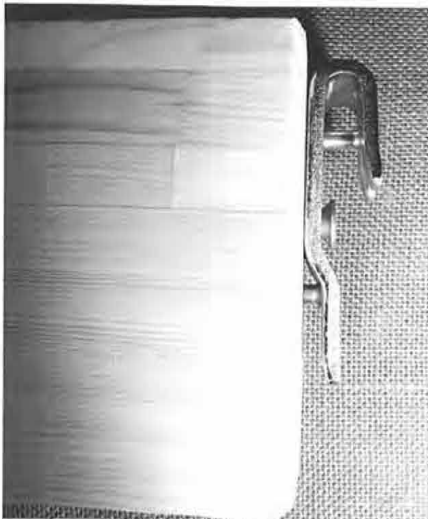


Bild 5:
Knapp Gigant 120
mit drei Schrauben
am Hirnholzende
befestigt

Die obere Schraube ist in zwei Blechen befestigt: der Schaft führt durch das unmittelbar am Holz anliegende Stahlblech, der Kopf ruht in einer passenden Vertiefung. Wegen des Lochdurchmessers im inneren Blech von 10,5 mm ist die Lagerung des Schaftes im Blech als gelenkig anzusehen. Dies gilt ebenso für die Lagerung des Kopfes, da dieser in einer Versenkung eingebettet ist und das Bohrloch im Blech seitlich offen ist. Wegen der beiden hintereinander liegenden Halterungen der Schraube in beiden Blechen ist insgesamt von einer Einspannung der Schraube im Gigant Verbinder und damit für diese Schraube von einem dicken Stahlblech auszugehen.

Die mittlere Schraube erfüllt mit einem Schaftdurchmesser von 7 mm und einer Blechdicke von 6 mm gerade nicht die Voraussetzung einer Volleinspannung im Blech, das dann ebenfalls als dickes Stahlblech anzusehen wäre. Da der Schraubenschaft unterhalb des Kopfes jedoch verdickt ist und einen Durchmesser von 9,5 mm aufweist, und bei einer späteren Bemessung das Fließmoment des Gewindebereichs zugrunde gelegt wird, kann trotzdem die Voraussetzung eines dicken Stahlbleches für diese Schraube als erfüllt angesehen werden.

Die untere Schraube ist im Stahlblech gelenkig gelagert, da der Kopf in einer passenden Vertiefung ruht, die zum Blechrand offen ist. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit dieser Schraube ist daher das Stahlblech als dünn anzusehen; zusätzlich ist der Luftspalt bei der Bemessung zu berücksichtigen. Die Tragfähigkeit einer Stahlblech-Holz-Verbindung mit Luftspalt kann nach Blaß und Laskewitz (Tragfähigkeit von Verbindungen an Holztafelelementen, Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe, Abteilung Ingenieurholzbau, 2000) bei dünnen Stahlblechen mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$R = \min \left\{ \begin{array}{l} f_h \cdot d \cdot \left[2 \cdot \sqrt{t^2 + t_1 \cdot t + \frac{t_1^2}{2}} - 2 \cdot t - t_1 \right] \\ f_h \cdot d \cdot \left[\sqrt{t^2 + \frac{2 \cdot M_y}{f_h \cdot d}} - t \right] \end{array} \right.$$

Hierin bedeuten:

f_h	Lochleibungsfestigkeit des Holzes	= $\eta \cdot 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho$
d	Verbindungsmitteldurchmesser	= 10 mm
t	Dicke des Luftspaltes	= 7 mm
t_1	Eindringtiefe der Schraube im Holz	
M_y	Fließmoment des Verbindungsmittels	

Außer der Lochleibungsfestigkeit der Schrauben im Hirnholz sind sämtliche maßgebenden Parameter bekannt. Für die Auswertung der Versuche wird ein Wert von 20 % der Lochleibungsfestigkeit rechtwinklig zur Faser angeordneter Schrauben zugrunde gelegt. Die rechnerische Tragfähigkeit als Summe der Tragfähigkeit der einzelnen Schrauben eines Verbinders damit liegt unterhalb der Werte, die in den Versuchen im Mittel erreicht wurden. Die rechnerische Tragfähigkeit ist auch deshalb als konservativ anzusehen, da in den allermeisten Versuchen dieser Reihen das Versagen durch das Aufspalten des Nebenträgers verursacht wurde. Daher wird die zulässige Belastung bzw. die charakteristische Tragfähigkeit der Verbinder auf Abscheren wie folgt bestimmt,

falls der Querschnittsnachweis des Hauptträgers und Nebenträgers nicht maßgebend wird:

Bei einer Berechnung nach DIN 1052 (1988) darf die zulässige Belastung eines Knapp Gigant Verbinders im Lastfall H wie für einschneittige Stahlblech-Holz-Verbindungen bei einer Beanspruchung rechtwinklig zur Schaftrichtung berechnet werden zu
 zul $N = n \cdot 1,25 \cdot 17 \cdot d_1^2 = n \cdot 212$ in N

Dabei ist $d_1 = 10$ mm der Gewindeaußendurchmesser, n ist die Anzahl der Schrauben im Hirnholz bzw. Seitenholz.

Bei einer Berechnung nach DIN 1052:1988-04 darf der charakteristische Wert der Tragfähigkeit wie für einschneittige Stahlblech-Holz-Verbindungen bei einer Beanspruchung rechtwinklig zur Schaftrichtung ermittelt werden. Als maßgebender Durchmesser der Schraube ist dabei der Gewindeaußendurchmesser zu verwenden. Für die oberen und mittleren Schrauben darf dabei die Annahme dicker Stahlbleche als erfüllt gelten, für die unteren Schrauben ist ein dünnes Stahlblech anzunehmen und der Luftspalt von 7 mm ist zu berücksichtigen.

Das Verhältnis zwischen Tragfähigkeit im Versuch zur charakteristischen Tragfähigkeit beträgt dabei zwischen 1,4 und 1,7, das Verhältnis aus Tragfähigkeit im Versuch zur zulässigen Belastung zwischen 2,5 und 3,4. Die entsprechenden zulässigen Belastungen bzw. charakteristischen Werte der Tragfähigkeit sind in der Zulassung Nr. Z-9.1-381 angegeben.

Das Aufspalten des Nebenträgers entsteht durch eine kombinierte Beanspruchung des Holzes durch Schubspannungen und Querspannungen ähnlich einem ausgeklinkten Trägersauflager. Da die Ausklinkungslänge jedoch gleich Null ist, sind die Voraussetzungen für die Gültigkeit der in DIN 1052:2004-08 enthaltenen Gleichungen nicht erfüllt. Daher wird wie in Blaß und Laskewitz (Glued-in rods for timber structures, Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe, Abteilung Ingenieurholzbau, 2001) die Tragfähigkeit mit den Gleichungen für Queranschlüsse überprüft. Da sich der Queranschluss am Trägerende befindet, wird nur die Hälfte der Tragfähigkeit nach DIN 1052:2004-08 angesetzt. Die Länge der Verbindung in Trägerlängsrichtung, a_r , wird als Abstand des Fließgelenks vom Hirnholz eingesetzt. Damit ergibt sich:

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

mit

$$k_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ 0,7 + \frac{1,4 \cdot a_r}{b} \end{array} \right. \text{ und } k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i}{b} \right)^2}$$

Hierin bedeuten:

- R_{90} Tragfähigkeit des Nebenträgers in N,
- k_s Beiwert zur Berücksichtigung mehrerer nebeneinander angeordneter Verbindungsmittel,
- k_r Beiwert zur Berücksichtigung mehrerer übereinander angeordneter Verbindungsmittel,
- a Abstand des untersten Verbindungsmittels vom beanspruchten Rand in mm,

- a_r Abstand zwischen Hirnholzende und Fließgelenk in der Schraube in Faserrichtung des querzuggefährdeten Holzes, $a_r = 60$ mm
- b Höhe des Bauteils in mm,
- t_{ef} wirksame Anschlusstiefe in mm, $t_{ef} = \min(b, 6d)$
- n Anzahl der Verbindungsmittelreihen,
- b_i Abstand der jeweiligen Verbindungsmittelreihe vom unbeanspruchten Bauteilrand.

Falls durch eine Querschnittsverstärkung des Nebenträgers mit Vollgewindeschrauben a/h größer als 0,7 wird, darf die Querschnittsbemessung des Nebenträgers entfallen. Die in Achsrichtung beanspruchten Vollgewindeschrauben sind dabei für eine Zugkraft

$$F_{t,90,d} = \left[1 - 3 \cdot \frac{a^2}{b^2} + 2 \cdot \frac{a^3}{b^3} \right] F_{90,d}$$

zu bemessen. Hierin ist $F_{90,d}$ der Bemessungswert der Anschlusskraft quer zur Faserrichtung des Holzes, d.h. die Querkraft am Nebenträgerende.

Für den Nachweis des Querschnittversagens des Hauptträgers, das in Versuchen kaum zu beobachten war, sind die üblichen Bemessungsverfahren anzuwenden. Eine besondere Betrachtung ist deshalb nicht erforderlich.

Die obigen Nachweisverfahren liegen auch den zulässigen Belastungen bzw. charakteristischen Werten der Tragfähigkeit bei einer Beanspruchung rechtwinklig zur Einschubrichtung zugrunde.

Durch das Verwenden einer Sperrklappe aus 2 mm dickem, kaltverformtem Stahlblech kann der Knapp Gigant Verbinder auch Kräfte entgegen der Einschubrichtung übertragen, sobald die Sperrklappe eingearastet ist. Die Sperrklappe verbindet je eine Schraube der beiden Verbinderhälften miteinander und ist unabhängig vom Typ des Verbinders. Die Sperrklappe selbst wird dabei durch Lochleibungsspannungen des 2 mm dicken Stahlbleches beansprucht. Voraussetzung für das Verwenden der Sperrklappe ist eine Anordnung der Schrauben ausschließlich in der Symmetrieachse der Verbinder. Für den Typ 180 bedeutet dies, dass nur fünf anstelle von sechs Schrauben eingesetzt werden können. Da die Tragfähigkeit der Sperrklappe bei diesem Typ die Tragfähigkeit des Anschlusses limitiert, ist die zulässige Belastung bzw. der charakteristische Wert der Tragfähigkeit der kleinere Wert aus dem Schraubenanschluss bzw. der Sperrklappe.

4 BMF Topverbinder EL und EL-S nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Nr. Z-9.1-587

BMF Topverbinder EL und EL-S sind Formteile aus 10 mm dicken Aluminiumprofilen, die im Werk vormontiert werden und auf der Baustelle eine schnelle Montage ermöglichen. BMF Topverbinder EL werden in vier Größen hergestellt und bestehen aus einem Aluminiumwinkel, der auf den Hauptträger aufgelegt und am Nebenträger mit allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Schrauben $\varnothing 5$ mm am Holz befestigt

tigt wird. Die Schrauben werden unter 45° zur Faserrichtung in die Hirnholzfläche des Nebenträgers eingedreht.

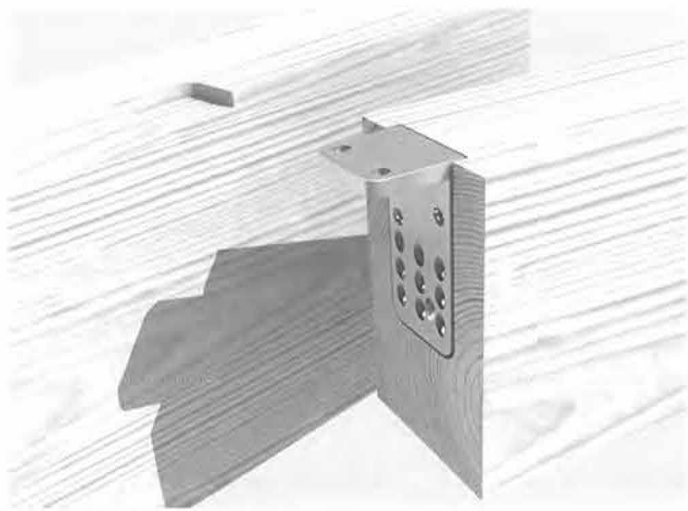


Bild 6: BMF Topverbinder EL

Die Auflagerkraft des Nebenträgers wird in ein Kräfteck aufgeteilt, das einer Zugbeanspruchung der Schrauben im Nebenträger und einer Druckkraft zwischen Nebenträgerschenkel und Hirnholzfläche entspricht. Vom Nebenträgerschenkel wird die zu übertragende Kraft dann über Druckkontakt zwischen dem Hauptträgerschenkel und der Oberfläche des Hauptträgers weitergeleitet. Beispiele für die Anwendung der BMF Topverbinder EL sind in Bild 7 dargestellt.

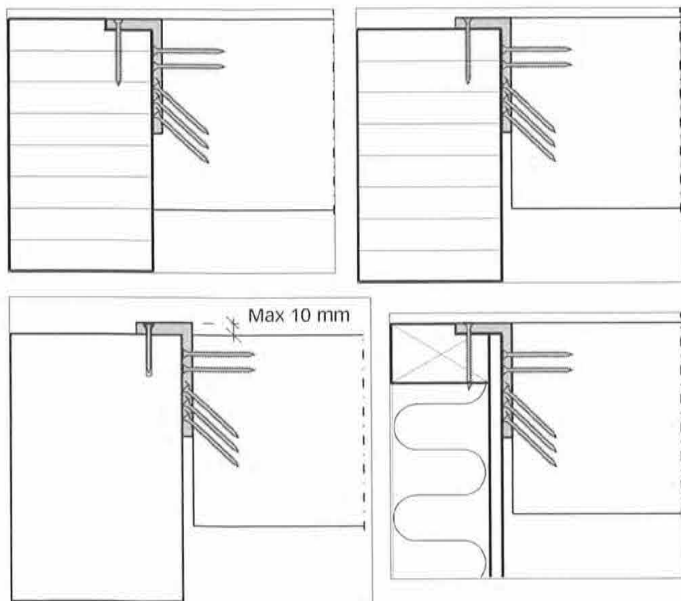


Bild 7: BMF Topverbinder EL

Die parallel zur Faserrichtung eingedrehten Schrauben im Nebenträger dienen lediglich als Montagehilfe, sie werden rechnerisch nicht zur Lastabtragung herangezogen. Ein Verdrehen des Nebenträgers um seine Längsachse wird durch eine obere Beplankung, das Einlassen in die Seite des Hauptträgers oder durch zusätzliche, schräg eingedrehte Schrauben (siehe Anlage 15 der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung) verhindert.

Im Folgenden werden die beiden Verbindungen einer Nebenträger-Hauptträger-Verbindung zunächst getrennt betrachtet. Das Gelenk zwischen Nebenträger und Hauptträger wird dabei in der Wirkungslinie der Querdruckresultierenden angenommen.

Beanspruchung des Hauptträgeranschlusses

Das Versagen des Hauptträgeranschlusses kann sowohl durch das Erreichen der Querdrucktragfähigkeit des Hauptträgers als auch durch das Erreichen der Biegetragfähigkeit des Hauptträgerschenkels verursacht werden. In den Versuchen der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe wurden beide Versagensmechanismen beobachtet. Da die Hauptträgerlasche vor dem Erreichen der Höchstlast nach oben gebogen wird, sind die Querdruckverformungen und Querdruckspannungen am Rand des Hauptträgers – d.h. in der Ecke des BMF Topverbinders EL – größer als am Ende der Hauptträgerlasche.

Da das Tragverhalten vor dem Erreichen der Höchstlast als ausgesprochen duktil zu bezeichnen ist, wird die in Bild 8 dargestellte Verteilung der Querdruckspannung beim Erreichen der Höchstlast angenommen.

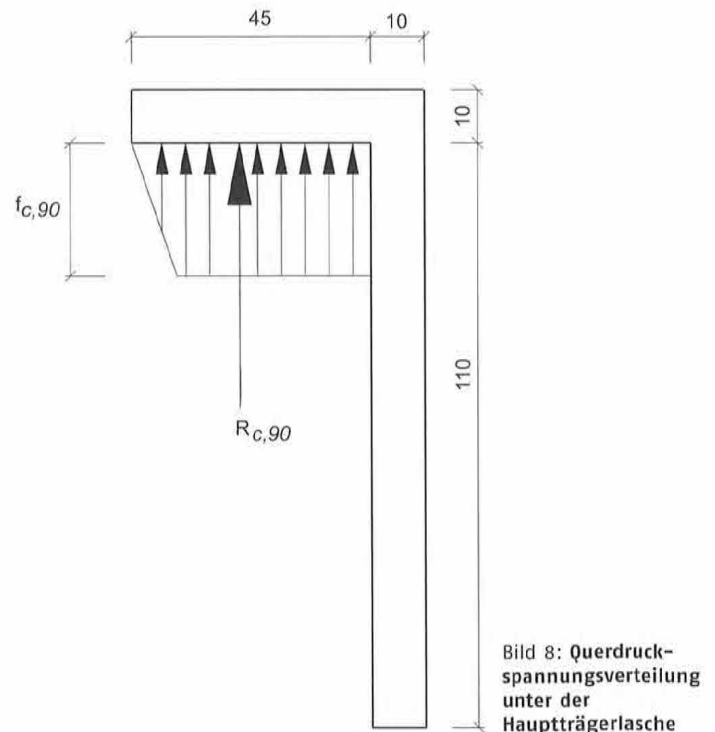


Bild 8: Querdruckspannungsverteilung unter der Hauptträgerlasche

Die Lage der Resultierenden der Querdruckspannungen wird dabei so gewählt, dass die Querdrucktragfähigkeit des Hauptträgers und die Biegetragfähigkeit des Hauptträgerschenkels gleichzeitig erreicht wird. Wird diese Bedingung erfüllt, folgt die Tragfähigkeit des Hauptträgeranschlusses zu:

$$R_{c,90} = f_{c,90} \cdot b \cdot \left(11,25 + \sqrt{\frac{25 \cdot f_y}{f_{c,90}} - 380} \right)$$

Der Wurzelausdruck muss zwischen 11,25 und 33,75 liegen. Es bedeuten:

- f_y Streckgrenze des Aluminiums
- $f_{c,90}$ Querdruckfestigkeit des Hauptträgers
- b Breite des BMF Topverbinders EL, $40 \text{ mm} \leq b \leq 100 \text{ mm}$

Besteht der Hauptträger aus verschiedenen Holzbaustoffen wie z. B. bei einer Auflagerung auf einer Holztafel rechts unten in *Bild 7*, ist die Tragfähigkeit sinngemäß zu bestimmen, wobei die Druckfestigkeit jedes Baustoffes über die entsprechende Breite angesetzt werden darf. Für diesen Fall beträgt die Tragfähigkeit des Hauptträgeranschlusses:

$$R_{c,90} = f_{c,90} \cdot b \cdot \left(11,25 - t + \sqrt{\frac{25 \cdot f_y - 0,75 \cdot t^2 \cdot f_{cp}}{f_{c,90}} + 0,75 \cdot t^2 - 380} \right) + f_{cp} \cdot b \cdot t$$

Es bedeuten:

- t Dicke der Holzwerkstoffplatte
- f_{cp} Druckfestigkeit der Holzwerkstoffplatte in Richtung der Auflagerkraft

Bei einer Bemessung nach den unterschiedlichen Bemessungsnormen sind in den beiden Gleichungen folgende Werte für $R_{c,90}, f_y, f_{cp}$ bzw. $f_{c,90}$ einzusetzen:

Bemessungsnorm	DIN 1052 (1988)	DIN V ENV 1995-1-1	DIN 1052 (2004)
$R_{c,90}$	zul F_1	$R_{1,d}$	$R_{1,d}$
f_y	zul σ	$f_{y,d}$	$f_{y,d}$
f_{cp}	zul σ_{Dx}	$f_{c,d}$	$f_{c,d}$
$f_{c,90}$	$k_{D\perp} \times \text{zul } s_{D\perp}$	$k_{c,90} \times f_{c,90,d}$	$k_{c,90} \times f_{c,90,d} \times A_{ef}/A$

Beanspruchung des Nebenträgeranschlusses

Der Nebenträgerschenkel ist mit Schrauben am Hirnholzende befestigt. Die Schrauben sind unter 45° zur Faserichtung so angeordnet, dass sie infolge der Querkraft im Nebenträger durch Zugkräfte beansprucht werden. Da die Wirkungslinie der Querkraft einen Abstand zur Scherfuge zwischen Hirnholzfläche des Nebenträgers und Nebenträgerlasche aufweist, wirkt auf den Nebenträgeranschluss außer der Querkraft auch ein Moment, das durch die Ausmitte der Querkraft verursacht wird. Dieses Moment bewirkt Zugkräfte rechtwinklig zur Hirn-

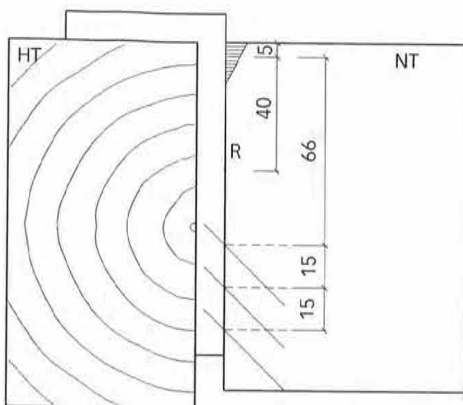


Bild 9: Nebenträgeranschluss des BMF Topverbinders EL

holzfläche am unteren Rand des Nebenträgers und Druckkräfte am oberen Rand (siehe *Bild 9*). Die Höhe der dreiecksförmigen Druckfläche wird zu 15 mm angenommen. Die Zugkräfte am unteren Rand verringern zunächst die durch die schräge Schraubenzugkraft verursachten Druckkräfte zwischen Nebenträgerplatte und Hirnholzfläche. Wird das Moment so groß, dass die Zugkraft rechtwinklig zur Hirnholzfläche so groß wird wie die Horizontalkomponente der Schraubenzugkraft, wird die Druckkraft gerade zu Null.

Der Grenzwert der Ausmitte e , bei der die Druckkraft zwischen der untersten Schraube und dem Nebenträgerschenkel gerade zu Null wird, ergibt sich aus der Bedingung, dass die Horizontalkraft aus dem Moment gleich der Vertikalkomponente aus der Querkraft ist:

$$H_1 = V_1$$

$$V_1 = \frac{V}{n}$$

$$H_1 = \frac{M \cdot z_{\max}}{\sum z^2} = \frac{V \cdot e \cdot z_{\max}}{\sum z^2}$$

Setzt man die Ausdrücke für H_1 und V_1 gleich, folgt:

$$\frac{V \cdot e \cdot z_{\max}}{\sum z^2} = \frac{V}{n}$$

Daraus folgt:

$$e = \frac{\sum z^2}{n \cdot z_{\max}}$$

Hierin bedeuten:

- H_1 Horizontalkraft in Höhe der untersten Schraube aus dem Moment $V \times e$
- V_1 Vertikalkraft in der untersten Schraube aus der Querkraft V
- n Anzahl der Schrauben im Nebenträgeranschluss
- z_{\max} Abstand der untersten Schraube vom Rotationszentrum des Schraubenbildes
- $\sum z^2$ Summe der Quadrate der Schraubenabstände aller Schrauben vom Rotationszentrum des Schraubenbildes

Da sich die unterschiedlichen BMF Topverbinder EL nur durch unterschiedliche Breiten unterscheiden, ist der Grenzwert der Ausmitte für alle Typen gleich groß. Dieser wird für eine vertikale Schraubenreihe berechnet. Für die Berechnung von $\sum z^2$ werden im Schwerpunkt der Druckfläche am oberen Ende des Nebenträgerquerschnitts drei Schrauben angesetzt. Damit folgt $e = 61,3 \text{ mm}$.

Der Grenzwert der Ausmitte e liegt für sämtliche Typen der BMF Topverbinder EL deutlich über der tatsächlichen Ausmitte, die theoretisch maximal 45 mm beträgt. Dies bedeutet, dass auch für die unteren Schrauben des Anschlussbildes immer eine Druckkraft zwischen Nebenträgerschenkel und Hirnholzfläche und damit eine günstig wirkende Haftkraft verbleibt. Eine Biegebeanspruchung der unteren Schrauben ist damit ausgeschlossen. Die Tragfähigkeit des Nebenträgeranschlusses entspricht damit der Summe der Vertikalkomponenten der Tragfähigkeit der Schrauben auf Herausziehen.

Die zulässige Belastung bzw. der Bemessungswert der Tragfähigkeit des Gesamtanschlusses ist der kleinere der entsprechenden Werte der Nebenträger- und der Hauptträgeranschlüsse. Als zulässige Belastung

gen bzw. Bemessungswerte der Tragfähigkeit des Anschlusses gelten damit die folgenden Werte:

Zulässige Belastung bei einer Bemessung nach DIN 1052 (1988):

$$\text{zul } F_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{D\perp} \cdot \text{zul } \sigma_{D\perp} \cdot b \cdot \left(11,25 + \sqrt{\frac{25 \cdot \text{zul } \sigma}{k_{D\perp} \cdot \text{zul } \sigma_{D\perp}} - 380} \right) \\ \frac{n \cdot \text{zul } N_x}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit bei einer Bemessung nach DIN V ENV 1995-1-1:

$$R_{1,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot b \cdot \left(11,25 + \sqrt{\frac{25 \cdot f_{y,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} - 380} \right) \\ \frac{n \cdot R_{ax,d}}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit bei einer Bemessung nach DIN 1052(2004):

$$R_{1,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot b_{ef} \cdot \left(11,25 + \sqrt{\frac{25 \cdot f_{y,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot b_{ef} / b} - 380} \right) \\ \frac{n \cdot R_{ax,d}}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

Als Verschiebungsmodul für die Verbindung folgt aus den Versuchen ein Wert von $100 \times b$ N/mm mit b in mm.

Beanspruchung durch eine Kraft in Richtung der Nebenträgerachse

BMF Topverbinder EL weisen im Hauptträgerschenkel eine oder zwei Bohrungen für Schraubenverbindungen mit dem Hauptträger auf, mit denen Längskräfte F_2 in den Nebenträger eingeleitet werden können (siehe *Bild 6*). Die Größe der möglichen Längskräfte im Nebenträger wird einerseits durch die Tragfähigkeit dieser Schraubenverbindung begrenzt, andererseits darf die Druckkraft zwischen Nebenträgerschenkel und Hirnholz des Nebenträgers nicht kleiner als Null werden.

Für die Überprüfung der möglichen Größe der Kraft F_2 werden die Maße in *Bild 9* zugrunde gelegt. Da die Kraft F_2 etwa in der Höhe der resultierenden Druckkraft im oberen Bereich des Nebenträgerquerschnitts angreift, wird die Druckkraft zwischen Nebenträgerschenkel und Hirnholz im unteren Bereich des Schraubenanschlusses durch eine etwaige Kraft F_2 nicht verkleinert.

Zur Überprüfung der Wirkung der Kraft F_2 auf die Druckkraft im oberen Bereich des Hirnholzes wird ungünstig eine dreiecksförmige Verteilung der Druckspannungen unter der Hauptträgerlasche zugrunde gelegt.

Druckkraft im Hirnholz des Nebenträgers aus der ausmittig angreifenden Kraft F_1 :

$$D = \frac{F_1 \cdot (x + 10) \cdot 45}{\sum z^2} = \frac{F_1 \cdot (15 + 10) \cdot 45}{10293}$$

Zugkraft Z_F aus der im Rotationszentrum angreifenden Kraft F_2 :

$$Z_F = \frac{F_2}{6} = 0,1667 \cdot F_2$$

Zugkraft Z_M aus dem Moment $F_2 \times e_v$:

$$Z_M = \frac{F_2 \cdot 45 \cdot 45}{\sum z^2} = \frac{F_2 \cdot 45 \cdot 45}{10293} = 0,1967 \cdot F_2$$

Hierin ist e_v der Abstand zwischen der Wirkungslinie der Kraft F_2 und dem Rotationszentrum. Die Druckkraft wird gerade zu Null, wenn $Z_M + Z_F = D$ ist:

$$0,1093 \cdot F_1 = F_2 \cdot (0,1667 + 0,1967)$$

Daraus folgt: $F_2 \leq 0,3 F_1$

Diese Bedingung ist zusätzlich zur Bemessung des Schraubenanschlusses der Hauptträgerlasche für jeden Lastfall und jede Lastkombination einzuhalten.

5 GH Verbinder TOP OV

GH Verbinder TOP OV bestehen aus 20 mm dicken Aluminiumblechen, die im Werk vormontiert werden und auf der Baustelle eine schnelle Montage ermöglichen. GH Verbinder TOP OV werden in vier Größen hergestellt und werden am Haupt- und Nebenträger mit allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Vollgewindeschrauben $\varnothing 8$ mm am Holz befestigt. Die Schrauben werden rechtwinklig zur Faserichtung in die Seitenholzflächen des Haupt- und Nebenträgers eingedreht.

Die Auflagerkraft des Nebenträgers wird über eine Zugbeanspruchung der vorderen, dem Hirnholzende näheren Schrauben („Zugschrauben“) eingeleitet. Diese Zugkraft verursacht Druckkräfte zwischen dem hinteren Ende des Verbinders und der Nebenträgeroberfläche, die zum großen Teil von druckbeanspruchten Schrauben („Druck-

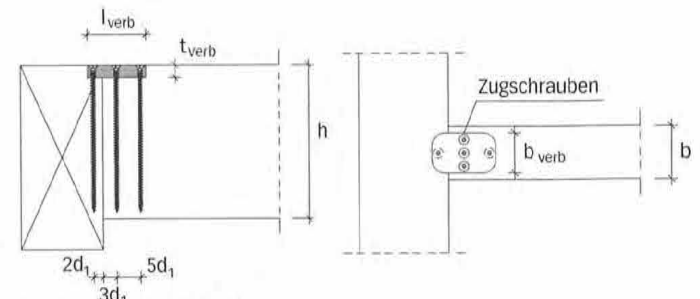


Bild 10: GH Verbinder TOP OV

schrauben“) aufgenommen werden. Die zu übertragende Kraft wird über Druckkontakt zwischen dem GH Verbinder TOP OV und der Oberfläche des Hauptträgers sowie über Druckschrauben im Hauptträger weitergeleitet. Ein Beispiel für die Anwendung des GH Verbinders TOP OV ist in *Bild 10* dargestellt.

Sind die Oberflächen der Haupt- und Nebenträger nicht bündig, ist auch eine Montage in der Seitenholzfläche des Hauptträgers möglich (siehe *Bild 11*).

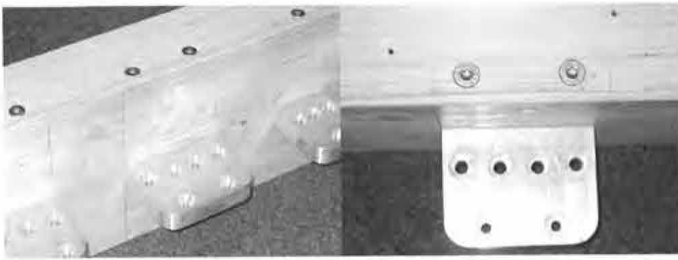


Bild 11: Montage des GH Verbinders TOP OV in der Seitenholzfläche des Hauptträgers

Der GH Verbinder TOP OV wird in der Regel auf den Hauptträger und den Nebenträger aufgelegt. Druckschrauben $\varnothing 8$ mm, die durch Bohrlöcher $\varnothing 6,5$ mm von oben durch den GH Verbinder TOP OV hindurchgeschraubt werden, nehmen einen Teil der Druckkraft im Haupt- und Nebenträger auf. Bei abhebenden Lasten werden die „Druckschrauben“ auf Zug und die Oberfläche des Nebenträgers auf Querdruck beansprucht. Zunächst werden die beiden Anschlüsse einer Nebenträger-Hauptträger-Verbindung für eine nach oben gerichtete Auflagerkraft des Nebenträgers getrennt betrachtet. Bild 12 zeigt schematisch die Wirkungsweise des GH Verbinders TOP OV für diese Beanspruchung.

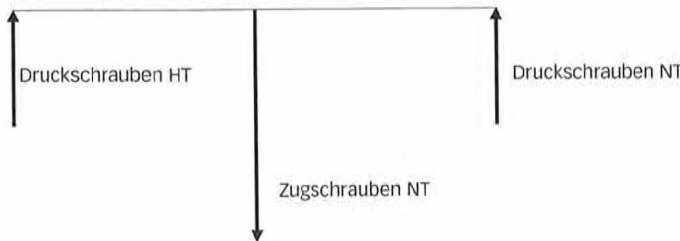


Bild 12: Wirkungsweise des GH Verbinders TOP OV

Beanspruchung des Hauptträgeranschlusses

Das Versagen des Hauptträgeranschlusses wird durch das Erreichen der Querdrucktragfähigkeit des Hauptträgers zusammen mit dem Versagen der Druckschrauben im Hauptträger verursacht. Das Versagen der Druckschrauben kann verursacht werden durch:

- Hineindrücken der Schraube in das Holz des Hauptträgers
- Ausknicken der Schraube
- Durchdrücken der Schraube durch die Aluminiumplatte des Verbinders

In Versuchen zur Bestimmung der Tragfähigkeit wurden sämtliche drei Versagensmechanismen beobachtet. Nach den Vorschlägen im Holzbaukalender 2004 (BLÄß UND BEJTKA: Selbstbohrende Holzschrauben und ihre Anwendungsmöglichkeiten) wird ein Zusammenwirken des Holzes auf Querdruck und der druckbeanspruchten Schraube vorausgesetzt. Da sich in den Versuchen die Verbinder allerdings grundsätzlich vor Erreichen der Höchstlast schräg stellten (siehe Bild 13), wird nur die Querdruckfläche zwischen der Achse der Druckschraube und dem Hauptträgergerand in Rechnung gestellt. Die Breite dieser Fläche beträgt stets 16 mm, die Länge entspricht der Breite des Verbinders. Bei einer Auflagerung auf dem Hirnholz einer Stütze wird die Tragfähigkeit der Druckschraube vernachlässigt.

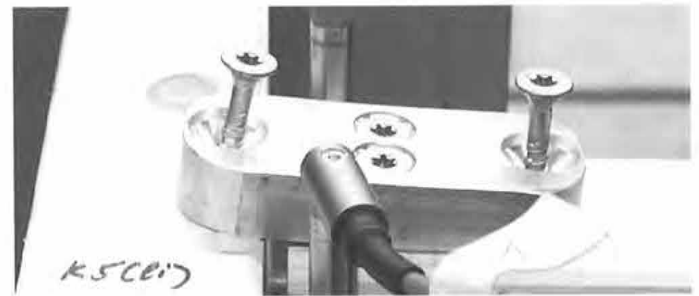


Bild 13: GH Verbinder TOP OV vor Erreichen der Traglast

Hineindrücken der Schraube in das Holz des Hauptträgers:

Die zulässige Belastung einer Schraube beträgt:

$$\text{zul } N_D = 5,0 \cdot s_g \cdot d_1 = 5,0 \cdot s_g \cdot 8,0 = 40 \cdot s_g \text{ N}$$

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit einer Schraube beträgt:

$$R_{ax,k} = f_{1,k} \cdot l_{ef} \cdot d_1 = f_{1,k} \cdot l_{ef} \cdot 8,0 \quad \text{N}$$

s_g und l_{ef} die Gewindelänge im Hauptträger.

Ausknicken der Schraube:

Die Tragfähigkeit einer knickgefährdeten Schraube im Holz beträgt nach BLÄß UND BEJTKA (Holzbaukalender 2004):

$$R_{c,k} = K_c \cdot N_{pl,k}$$

$$K_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \text{ mit } k = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2)$$

$$\text{und } \bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}}$$

$$N_{pl,k} = A_{kern} \cdot f_{y,k}$$

$N_{ki,k}$ ist der charakteristische Wert der kleinsten Verzweigungslast nach der Elastizitätstheorie. Für eine charakteristische Rohdichte von $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$, eine Schraubenlänge von mindestens 160 mm und einen Schraubendurchmesser von 8 mm beträgt

$$N_{ki,k} = 35,5 \text{ kN}$$

Wird ein Wert von $f_{y,k} = 1000 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt, folgt

$$R_{c,k} = 13,7 \text{ kN}$$

Mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen $\gamma_F = 1,5$ und dem Teilsicherheitsbeiwert für Bauteile aus Stahl $\gamma_M = 1,1$ beträgt die zulässige Belastung einer Druckschraube

$$\text{zul } N_D = 8,3 \text{ kN}$$

Durchdrücken der Schraube durch die Aluminiumplatte des Verbinders:

Aus den Ergebnissen von Ausziehversuchen mit Vollgewindeschrauben aus Aluminiumblechen wurde der charakteristische Wert der Tragfähigkeit bestimmt zu:

$$R_{alu,k} = 15,2 \text{ kN}$$

Mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen $\gamma_F = 1,5$ und dem Teilsicherheitsbeiwert für Aluminium $\gamma_M = 1,33$ beträgt die zulässige Belastung einer Druckschraube

$$\text{zul } N_D = 7,6 \text{ kN}$$

Querdrucktragfähigkeit des Hauptträgers:

Die Querdrucktragfähigkeit des Hauptträgeranschlusses beträgt

$$R_{c,90} = f_{c,90} \cdot b \cdot 16$$

Es bedeuten:

$f_{c,90}$ Querdruckfestigkeit des Hauptträgers

b Breite des GH Verbinders TOP OV, 40 mm $\leq b \leq$ 100 mm

Bei einer Bemessung nach den unterschiedlichen Bemessungsnormen sind folgende Werte für $R_{c,90}$ und $f_{c,90}$ einzusetzen:

Bemessungs-norm	DIN 1052 (1988)	DIN V ENV 1995-1-1	DIN 1052 (2004)
$R_{c,90}$	zul F_1	$R_{1,d}$	$R_{1,d}$
$f_{c,90}$	$k_{D\perp} \times \text{zul } \sigma_{D\perp}$	$k_{c,90} \times f_{c,90,d}$	$k_{c,90} \times f_{c,90,d} \times A_{ef}/A$

Beanspruchung des Nebenträgeranschlusses

Am Nebenträgeranschluss wirken sowohl Zugschrauben als auch Druckschrauben. Die Tragfähigkeit der Druckschrauben ist gleich groß wie diejenige im Hauptträgeranschluss. Da die Querdruckfläche am Ende des Verbinders auf dem Nebenträger einen größeren Abstand zur Achse der Zugschrauben aufweist, sind die Druckschrauben des Nebenträgeranschlusses für die Tragfähigkeit nicht maßgebend. Daher wird nur der Zuganschluss des Nebenträgers betrachtet.

Wie aus **Bild 12** ersichtlich ist, beträgt unter Vernachlässigung der Querdruckspannungen die Kraft in den Zugschrauben gerade das Doppelte des Wertes in den Druckschrauben des Hauptträgeranschlusses, da der Abstand der Druckschrauben des Haupt- bzw. Nebenträgers von den Zugschrauben gleich ist. Die zusätzlichen Querdruckspannungen auf der Innenseite der Hauptträgerdruckschrauben führen bei genauer Betrachtung zu einer etwas geringeren Zugkraft in den Zugschrauben. Dieser günstige Einfluss wird vernachlässigt.

Die Tragfähigkeit des Nebenträgeranschlusses wird damit über die Tragfähigkeit einer Vollgewindeschraube und der Anzahl der Schrauben bestimmt. Die Werte betragen nach den verschiedenen Bemessungsnormen für das Beispiel der Vollgewindeschrauben nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-9.1-519:

Zulässige Belastung (Lastfall H) nach DIN 1052 (1988):

$$\text{zul } N = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{n_z \cdot 5,0 \cdot s_g \cdot d_1}{2} = \frac{n_z \cdot 5,0 \cdot s_g \cdot 8}{2} = \\ n_z \cdot s_g \cdot 20 \text{ N} \\ \frac{n_z \cdot 8000}{2} = n_z \cdot 4000 \text{ N} \end{array} \right.$$

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit nach DIN V ENV 1995-1-1 bzw. nach DIN 1052 (2004):

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{n_z \cdot 12,0 \cdot l_{ef} \cdot d_1}{2} = \frac{n_z \cdot 12,0 \cdot l_{ef} \cdot 8}{2} = \\ n_z \cdot l_{ef} \cdot 48 \text{ N} \\ \frac{n_z \cdot 17000}{2} = n_z \cdot 8500 \text{ N} \end{array} \right.$$

Die zulässige Belastung bzw. der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Hauptträger-Nebenträger-Verbindung ist der kleinere der entsprechenden Werte der Nebenträger- und der Hauptträgeranschlüsse. Diese Werte sind nachfolgend bei Verwendung von Vollgewindeschrauben Z-9.1-519 zusammengestellt.

$$\text{zul } N = \min \left\{ \begin{array}{l} n_D \cdot 40 \cdot \min\{190; s_{g,D}\} \\ + 16 \cdot \text{zul } \sigma_{D\perp} \cdot k_{D\perp} \cdot b \quad N \\ n_z \cdot 20 \cdot \min\{200; s_{g,Z}\} \end{array} \right.$$

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} n_D \cdot \min\{11400; 8 \cdot f_{1,d} \cdot l_{ef,D}\} \\ + 16 \cdot f_{c,90,d} \cdot k_{c,90} \cdot b_{ef} \quad N \\ n_z \cdot \min\{6200; 4 \cdot f_{1,d} \cdot l_{ef,Z}\} \end{array} \right.$$

Hierin bedeuten:

- zul N zulässige Belastung eines GH Verbinders TOP OV in N
- R_d Bemessungswert der Tragfähigkeit eines GH Verbinders TOP OV in N
- n_D Anzahl der Druckschrauben im Haupt- bzw. Nebenträger
- n_z Anzahl der Zugschrauben im Nebenträger
- $s_{g,D}, l_{ef,D}$ Gewindelänge der Druckschrauben im Haupt- und Nebenträger in mm
- $s_{g,Z}, l_{ef,Z}$ Gewindelänge der Zugschrauben im Nebenträger in mm
- b Breite des GH Verbinders TOP OV in mm, $b = 40, 60, 80$ oder 100 mm
- zul $s_{D\perp}$ Zulässige Druckspannung rechtwinklig zur Faserrichtung in N/mm² nach DIN 1052-1 Tabelle 5, Zeile 5a
- $k_{D\perp}$ Faktor nach DIN 1052-1 Abschnitt 5.1.11
- $f_{1,d}$ Bemessungswert des Ausziehparameters der Schraube in N/mm²
- $f_{c,90,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser des Hauptträgers in N/mm²
- $k_{c,90}$ Querdruckbeiwert nach DIN 1052:2004 Abschnitt 10.2.4
- b_{ef} wirksame Aufstandslänge des GH Verbinders TOP OV in mm nach DIN 1052:2004 Abschnitt 10.2.4

Die zulässige Belastung bzw. die Tragfähigkeit gelten auch für die Auflagerung auf das Hirnholz einer Stütze. Die zulässige Spannung bzw. die Druckfestigkeit parallel zur Faser am Hauptträgeranschluss werden nicht maßgebend.

Abhebende Lasten

Bei abhebenden Lasten, z. B. Windsoglasten bei einem Flachdach, ändern sich die Beanspruchungsrichtungen im Nebenträger und Hauptträger. Die als Druckschrauben bezeichneten Schrauben werden auf Zug beansprucht, die Zugschrauben werden wegen des Bohrlochdurchmessers von 8 mm nicht belastet. Im Folgenden wird die Bezeichnung als Druck- bzw. Zugschraube beibehalten. Im Bereich der Zugschrauben wird die Oberfläche des Nebenträgers auf Querdruck beansprucht. Im Folgenden werden der Haupt- und Nebenträgeranschluss für eine abhebende Belastung des Nebenträgers wiederum getrennt betrachtet.

Die Beanspruchung des Hauptträgeranschlusses bei abhebenden Lasten verursacht eine Zugkraft in den Hauptträgerschrauben. Die Tragfähigkeit des Hauptträgeranschlusses wird damit über die Tragfähigkeit einer Schraube nach der Zulassung Nr. Z-9.1-519 und der Anzahl der Schrauben bestimmt. Die Werte betragen nach den verschiedenen Bemessungsnormen:

Zulässige Belastung (Lastfall H) nach DIN 1052 (1988):

$$\text{zul } N = \min \begin{cases} n_D \cdot 5,0 \cdot s_g \cdot d_1 = n_D \cdot 5,0 \cdot s_g \cdot 8 = n_D \cdot s_g \cdot 40 \text{ N} \\ n_D \cdot 8000 \text{ N} \end{cases}$$

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit nach DIN V ENV 1995-1-1 bzw. nach DIN 1052 (2004):

$$R_k = \min \begin{cases} n_D \cdot 12,0 \cdot l_{ef} \cdot d_1 = \\ n_D \cdot 12,0 \cdot l_{ef} \cdot 8 = n_D \cdot l_{ef} \cdot 96 \text{ N} \\ n_D \cdot 17000 \text{ N} \end{cases}$$

Für die Tragfähigkeit des Nebenträgeranschlusses wird nur eine in Faserrichtung 48 mm lange Querdruckfläche beginnend am Hirnholzende des Nebenträgers in Rechnung gestellt. Die Breite dieser Fläche entspricht der Breite des Verbinders. Die Wirkungsweise des Verbinders

entspricht damit wiederum *Bild 12*, wobei die Wirkung der Zugschrauben im Nebenträger durch die Querdruckbeanspruchung ersetzt wird.

Die Querdrucktragfähigkeit des Nebenträgeranschlusses beträgt

$$R_{c,90} = \frac{f_{c,90} \cdot b \cdot 48}{2} = f_{c,90} \cdot b \cdot 24$$

Bei einer Bemessung nach den unterschiedlichen Bemessungsnormen sind die in der Tabelle auf Seite 20 angegebenen Werte für $R_{c,90}$ und $f_{c,90}$ einzusetzen.

Die zulässige Belastung bzw. der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Hauptträger-Nebenträger-Verbindung für abhebende Lasten ist der kleinere der entsprechenden Werte der Nebenträger- und der Hauptträgeranschlüsse:

$$\text{zul } N = \min \begin{cases} 24 \cdot \text{zul } \sigma_{D\perp} \cdot k_{D\perp} \cdot b \\ n_D \cdot 40 \cdot \min\{200; s_{g,D}\} \end{cases} \text{ N}$$

$$R_d = \min \begin{cases} 24 \cdot f_{c,90,d} \cdot k_{c,90} \cdot b_{ef} \\ n_D \cdot \min\{17000; 8 \cdot f_{1,d} \cdot l_{ef,D}\} \end{cases} \text{ N}$$

Dr.-Ing. Andreas Scholz



Dr.-Ing. Andreas Scholz
Gabelsbergerstr. 65
80333 München
Tel.: 089 52389680
E-Mail: Dr.A-Scholz@web.de

- | | |
|-----------|--|
| 1970 | Geboren in München |
| 1990-1992 | Ausbildung zum Bankkaufmann
Bayerische Hypotheken und Wechsel-Bank AG München |
| 1992-1998 | Studium Bauingenieurwesen
Technische Universität München |
| 1998-2003 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter
Technische Universität München, Fachgebiet Holzbau
(Prof. Dr.-Ing. H. Kreuzinger) |
| 2004 | Promotion zum Dr.-Ing. |
| Seit 2004 | Anstellung als Bauingenieur
ISP Scholz Beratende Ingenieure AG |

Schubanalogie in der Praxis ...

... Möglichkeiten und Grenzen

1 Einleitung

Die von Natur aus begrenzten Abmessungen des Rohstoffes Holz erfordern das Zusammenfügen einzelner Querschnittsteile, um Bauteile in den, für den Ingenieurholzbau benötigten Dimensionen zu erzeugen. Aufgrund der Nachgiebigkeit in den Verbundfugen bzw. infolge schubweicher Zwischenschichten treten an solchen Verbundquerschnitten unter Last gegenseitige Verschiebungen der einzelnen Teilquerschnitte auf. Die Relativverschiebung im Bereich der Fugen erreicht dabei oft eine Größenordnung, die die Beachtung dieser Verletzung der Bernoulli-Hypothese erforderlich macht. *Bild 1* verdeutlicht den Einfluss der Nachgiebigkeit in den Verbundfugen anhand der Verformungsbilder eines Verbundträgers und den zugehörigen, schematisch dargestellten Spannungsverläufen für die Fälle „starrer Verbund“, „nachgiebiger Verbund“ und „ohne Verbund“.

Für die rechnerische Erfassung der Auswirkung nachgiebiger Fugen existieren verschiedene analytische und numerische Ansätze. Eine auf den Holzbau bezogene Zusammenstellung und Hinweise auf weiterführende Literatur ist z. B. mit [5] gegeben.

Bei den analytischen Verfahren werden in der Regel die Differentialgleichungen für die nachgiebig verbundenen Träger aufgestellt und für bestimmte System-Last-Konstellationen gelöst. Besonders handlich ist in Hinblick auf die Lösung das System „Einfeldträger unter sinusförmiger Streckenlast“. Diese Situation liegt auch dem in den Holzbau-normen [N1, N2] verankerten, so genannten γ -Verfahren, zugrunde. Für den vielfach praxisrelevanten Fall „Einfeldträger unter Gleichlast“ stellt es eine sehr gute Näherung dar, die zudem für die Handrechnung

geeignet ist. Für andere System-Last-Konstellationen wie z.B. bei Einzellasten oder Kragträgersystemen bedarf es Anpassungen der Methode, wie sie beispielsweise in [3] beschrieben werden, um die Spannungs- und Verformungszustände am Verbundträger zutreffend zu erfassen.

Die meisten numerischen Methoden bedienen sich spezieller Softwarelösungen, die der Praxis des Ingenieurholzbauers eher schwer zugänglich sind. Alternativ können Verbundträger auch mit Hilfe von Fachwerkssystemen für die rechnerische Erfassung idealisiert werden, wie z.B. in [1] erläutert ist. Die auf diesem Ansatz beruhenden, bekannten Vorgehensweisen sind allerdings für die Berechnung von Flächen in der Regel weniger praktikabel und für vielschichtige Querschnittsaufbauten eher aufwendig. Ein weiterer numerischer Ansatz ist die so genannte Schubanalogie. Sie ist in Form eines informativen Anhangs in [N2] aufgenommen und basiert auf der Überführung des Verbundquerschnittes in einen ideellen Rechenquerschnitt. Bei der Berechnung können gängige Statikprogramme, die den Einfluss der Schubdeformation berücksichtigen, zum Einsatz kommen. Als Rechenergebnis liegen zunächst, neben den Knotenverschiebungen, ideale Schnittgrößen vor, aus denen im Nachlauf die Spannungsverteilung am realen Verbundquerschnitt bestimmt werden kann. Die Vorgehensweise ist z.B. in [5] und [6] ausführlich beschrieben, die Ableitung der Beziehungen ist mit [5] und [12] gegeben. Nachfolgend werden die für Verständnis und Anwendung der Methode wichtigsten Grundlagen und Beziehungen zusammengefasst, Grenzen und Möglichkeiten der Methode aufgezeigt, sowie Ratschläge für die Umsetzung der Theorie gegeben.

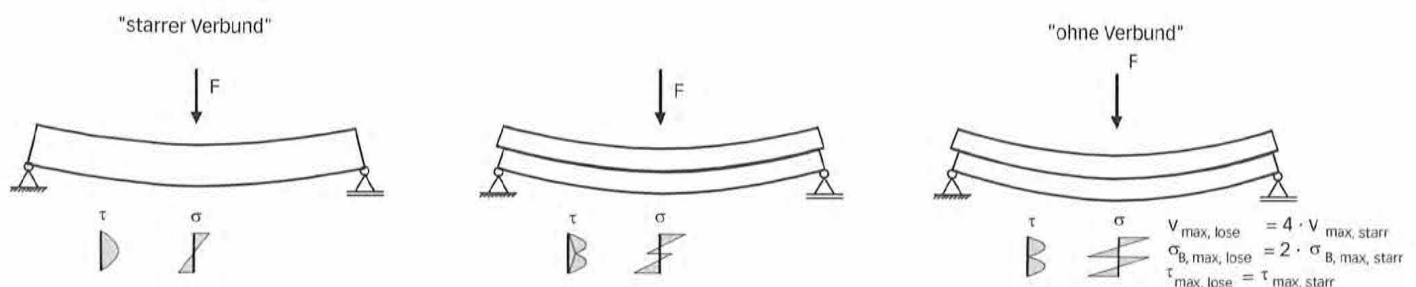


Bild 1: Zweiteiliger Verbundträger mit zentraler Einzellast; Verformungsfigur und Spannungsverteilungen für die Fälle „starrer Verbund“, „nachgiebiger Verbund“ und „ohne Verbund“ (schematisch, Vernachlässigung lokaler Effekte infolge der Krafteinleitung)

2 Grundlagen der Schubanalogie

2.1 Die Transformation zum ideellen Rechenquerschnitt

Kern des Verfahrens ist die Transformation des realen Verbundquerschnitts in einen ideellen Rechenquerschnitt, welcher aus drei über die Verformung gekoppelten Teilquerschnitten besteht. Diesen, im Weiteren mit dem Begriff Ebenen bezeichneten Teilen werden definierte Steifigkeiten zugewiesen. *Bild 2* veranschaulicht die Vorgehensweise.

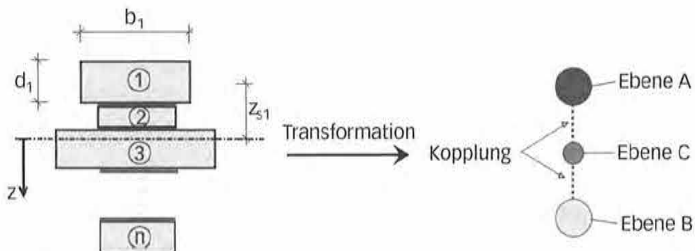


Bild 2: Transformation eines Verbundquerschnitts aus n nachgiebig verbundenen Teilquerschnitten zum ideellen Rechenquerschnitt

Die Ebene A ist schubstarr ausgebildet und erfasst die Eigenanteile der einzelnen Teilquerschnitte an der Biegesteifigkeit des realen Verbundquerschnitts. Sie hat dementsprechend dieselbe Biegesteifigkeit (2-1) wie die einzeln, unverbunden „aufeinander gelegten“ Teilquerschnitte. Mit der Ebene B wird das Zusammenwirken der einzelnen Teilquerschnitte aufgrund des Verbundes erfasst. Ihr wird die Summe der Steineranteile (2-2) der einzelnen Teilquerschnitte zugewiesen. Die Tragwirkung der Struktur hinsichtlich der Normal- bzw. Membrankräfte wird mit der Ebene C erfasst. Sie wird als Gelenkstabkette ausgebildet, welche in den Knotenpunkten durch die beiden Biegeebenen gestützt wird. Ihr ist die Dehnsteifigkeit des Verbundquerschnitts zuzuweisen. Haben die Normal- bzw. Membrankräfte eine untergeordnete Bedeutung bzw. wird nach Theorie erster Ordnung gerechnet, kann die Funktion der Ebene C wahlweise in die Biegeebenen A oder B integriert werden, indem diese mit entsprechenden Dehnsteifigkeiten beaufschlagt werden (vgl. Kapitel 4). Für die Steifigkeiten gelten folgende Beziehungen:

$$B^A = \sum (E_i \cdot I_i^A) = \sum \left(E_i \cdot \frac{b_i \cdot d_i^3}{12} \right);$$

Gl. 2-1; Gl. 2-2

$$B^B = \sum (E_i \cdot I_i^B) = \sum (E_i \cdot d_i \cdot b_i \cdot z_{Si}^2);$$

$$D^C = \sum_{i=1}^n D_i = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot A_i) \quad \text{Gl. 2-3}$$

Über die Schubdeformation der Ebene B wird das Verhalten des Verbundquerschnitts bezüglich Schub erfasst. Für die aus Verformungsbetrachtungen abgeleitete, näherungsweise Schubsteifigkeit S gilt in allgemeiner Form:

$$\frac{1}{S} = \frac{1}{a^2} \cdot \left[\sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\bar{c}_{i,i+1}} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b_i} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b_n} \right]; \quad \text{Gl. 2-4}$$

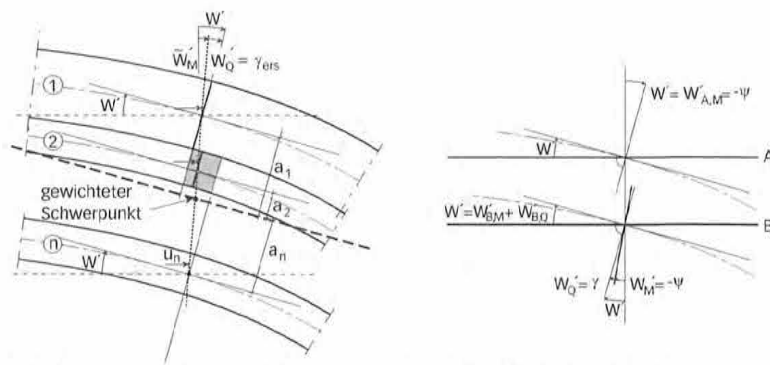


Bild 3: Zusammenhang zwischen Fugenschlupf am Verbundquerschnitt (bestehend aus n nachgiebig verbundenen Teilen) und Gleitung der Ebene B des Rechensystems

Bild 3 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Fugenschlupf am realen Verbundquerschnitt und der Gleitung γ der Ebene B des ideellen Rechensystems auf. Auf der linken Seite ist ein Ausschnitt des Verbundquerschnitts im verformten Zustand zu sehen. Sind die Voraussetzungen für die Anwendung der Schubanalogie in idealer Weise erfüllt (hierauf wird in Kapitel 3 noch näher eingegangen) liegen die Schwerpunkte der Teilquerschnitte in einer Ebene bzw. auf einer Geraden. Der Winkel zwischen dieser Geraden und der Senkrechten zur Systemachse ist die gemittelte Schubgleitung und wird mit γ_{ers} bezeichnet. Er entspricht der Gleitung der ideellen Ebene B, die auf der rechten Seite der Abbildung gezeigt ist.

Gut zu erkennen ist auch, dass die Verdrehung der Querschnittsflächen der ideellen Ebenen A und B aufgrund der Schubdeformation voneinander abweichen, während die Neigung der Tangente an die Systemlinien für die beiden Teilquerschnitte gleich der Tangentenneigung des realen Verbundquerschnitts ist. Deshalb kann der Forderung der Theorie der Schubanalogie nach einer gemeinsamen Biegelinie für beide ideellen Ebenen Folge geleistet werden, solange die Kopplung der Ebenen korrekt realisiert wird.

2.2 Kopplung, Systemeingabe und Lasteinleitung

Für eine computergestützte Berechnung mit Statikprogrammen sind die sich jeweils entsprechenden Knoten der ideellen Ebenen zu koppeln. Sinnvoll ist - je nach den Möglichkeiten der verwendeten Software - diese Kopplung mittels quasi starrer Federelemente oder durch die Definition adäquater Referenzbedingungen zu realisieren. Bei räumlichen Tragstrukturen hat sich die Kopplung der Verschiebungen aller

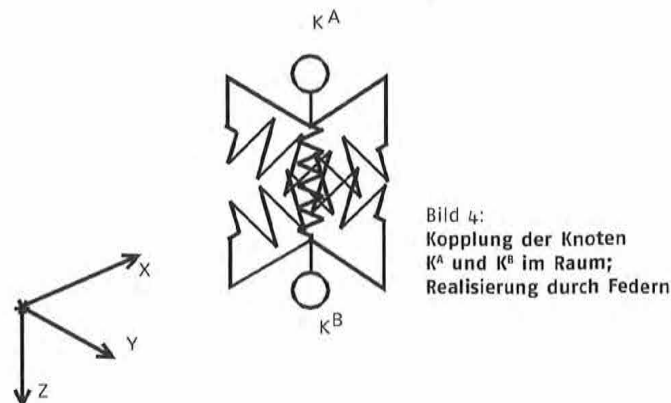


Bild 4: Kopplung der Knoten K^A und K^B im Raum; Realisierung durch Federn

Richtungen, wie sie in *Bild 4* schematisiert ist, als günstig erwiesen. Es ist darauf zu achten, dass die Knotenverdrehungen nicht durch die Kopplung beeinflusst werden (z.B. durch Einspannungen etc.), da dies für die Funktionsweise der Theorie von grundlegender Bedeutung ist.

Um allen Ebenen eine annähernd identische Biegelinie aufzuprägen, sollte das Raster gekoppelter Knoten ausreichend fein sein. Diesbezüglich konkrete, allgemeingültige Angaben zu geben, ist kaum möglich. Sinngemäß gelten dieselben Zusammenhänge wie für die Einteilung von Finite-Element-Netzen. Abgesehen von Unstetigkeitsstellen wird die Wahl des passenden Rasters meist dadurch bestätigt, dass eine Verfeinerung des Rasters keine bedeutende Änderung der Ergebnisgrößen zur Folge hat. Einen Anhaltswert liefern auch die in Kapitel 4 erläuterten Überlegungen zur Unterteilung der Knick- bzw. Systemlänge.

Die rechnerische Umsetzung des Tragsystems kann sowohl mittels Stab- als auch mit Flächenelementen (Methode der finiten Elemente) erfolgen. In vielen Fällen hat sich auch bei flächigen Tragstrukturen eine Idealisierung mit Stabelementen in Form von Rostsystemen als vorteilhaft erwiesen. Diese sind vor allem in Hinblick auf die Eingabe und Kontrolle von anisotropen Verhältnissen günstig. Stark ausgeprägte Unterschiede der gerichteten Steifigkeiten, wie sie Holzkonstruktionen des Öfteren zu Eigen sind, sind für viele gängige finite Flächenelemente problematisch (Stichwort Querdehnzahl etc.).

Bei der Zuweisung der Steifigkeiten auf die ideellen Ebenen ist die Möglichkeit einer direkten Eingabe optimal, in der Regel aber nicht möglich. Deshalb müssen die Steifigkeiten über die Produkte aus Elastizitäts- bzw. Schubmodul und den jeweiligen Querschnittswerten eingegeben werden. Hilfreich ist die Möglichkeit einer direkten Eingabe von Querschnitts- und Materialkennwerten. Ist diese nicht gegeben, so können die ideellen Steifigkeiten auch mit Standardmaterialien und passend festgesetzten Querschnittsabmessungen erzeugt werden. Lokal unterschiedliche Steifigkeitsverhältnisse, wie sie z.B. bei Schubverbindungen, die ausschließlich im Auflagerbereich angeordnet sind, vorliegen, können durch eine bereichsweise angepasste Zuweisung der Steifigkeiten abgebildet werden.

Aufgrund ihrer Funktionsweise können Rechenprogramme beim eigentlichen Rechenlauf nur Lasten an definierten Knoten der Struktur verarbeiten. Per Eingabe definierte Flächen- oder Linienlasten werden dementsprechend vom Programm in einem programminternen Vorlauf

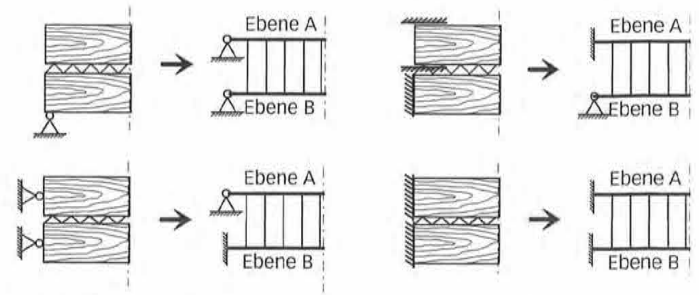


Bild 5: Verschiedene Endlagerungen eines zweiteiligen Verbundquerschnitts und die Umsetzung im ideellen System

auf die Knoten aufgeteilt und in einem Nachlauf die Schnittgrößenverläufe zwischen den Knoten rückgerechnet. Deshalb ist es in Hinblick auf die Qualität der Ergebnisse vorteilhaft, bereits beim Entwurf der Rechenstruktur auf eine der Belastungssituation angepasste Verteilung der Knoten zu achten. Bei der Interpretation der Ergebnisse von Berechnungen des ideellen Systems der Schubanalgie ist zu bedenken, dass diese programminternen Nachläufe hier zu Effekten wie z.B. einem sägezahnförmigen Verlauf der Querkraft zwischen den gekoppelten Knotenpunkten führen können. Bei der Umsetzung der Lagerungssituation des realen Tragwerks in die Randbedingungen des ideellen Rechensystems ist ebenfalls nach Eigen- und Steineranteil zu unterscheiden. *Bild 5* zeigt beispielhaft die Lösung für einen auf verschiedenen Arten gelagerten, zweiteiligen Verbundträger. Lokale Störbereiche wie ausgeklinkte Auflager etc. sind in gewohnter Weise mit geeigneten Detailbetrachtungen zu erfassen.

Mit der Methode der Schubanalgie sind auch Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Verbundkonstruktionen möglich [6]. Diesbezüglich ist das ideelle System so zu generieren, dass die Systemmasse ausschließlich den gekoppelten Knoten in Form von "Massepunkten" zugewiesen wird.

2.3 Die Auswertung der Ergebnisgrößen

Als Ergebnis einer Berechnung der ideellen Tragstruktur liegen neben Verschiebungswerten Schnittgrößen für die ideellen Ebenen vor. Aus diesen wird im Nachlauf die Spannungsverteilung am realen Verbundquerschnitt gewonnen. Gemäß der Theorie führen die Schnittgrößen der Ebene A auf die Eigenanteile der Spannungen, während sich aus den Schnittgrößen der Ebene B die Spannungsanteile bestimmen, die sich aus dem Zusammenwirken der einzelnen Teilquerschnitte ergeben. Aus der Addition beider Anteile ergibt sich die resultierende Spannung

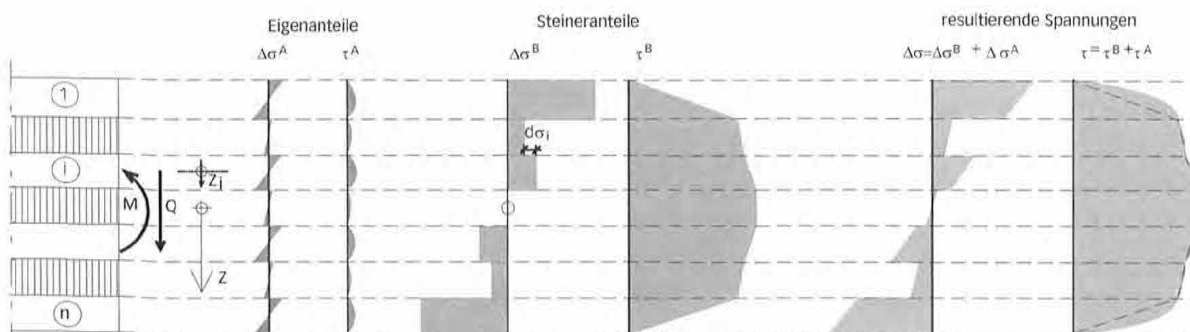


Bild 6: Schematische Darstellung der Spannungsermittlung am Beispiel eines Schichtquerschnitts

nungsverteilung. *Bild 6* verdeutlicht das Vorgehen anhand der Spannungsverläufe eines durch schubweiche Zwischenschichten geprägten Schichtquerschnitts.

Die Bestimmungsgleichungen zur Spannungsermittlung sind in der bereits genannten Literatur angegeben.

3 Näherungscharakter und Anwendungsgrenzen der Methode

3.1 Allgemeine Anmerkungen zu den Ursachen von Abweichungen

Abweichungen von der theoretisch exakten Lösung können auch aus der Anwendung resultieren. Es wirken insbesondere die im Folgenden zusammenfassend aufgezählten Faktoren potentiell einschränkend auf die Qualität der Ergebnisse:

- 1.) Allgemeine Eingabefehler: Fehlerhafte Transformation, fehlerhafte Koppelbedingungen, falsche Steifigkeitseingabe etc.
- 2.) Eventuelle programmseitige Probleme und "Fehler", wie sie z.B. im Zusammenhang mit der Berücksichtigung der Schubdeformation auftreten können
- 3.) Abweichungen der Rechenergebnisse in Abhängigkeit von der gewählten Unterteilung
- 4.) Abweichungen der Theorie der Schubanalogie von der theoretisch exakten Lösung

Bei Beachtung der Anmerkungen von Kapitel 2.2 und 8 können die unter 1.) genannten Fehlerquellen im Allgemeinen vermieden werden. Mit Plausibilitätskontrollen werden Fehler, wie sie unter 2.) aufgeführt sind, aufgedeckt. Bezüglich der mit 3.) angeführten Ungenauigkeiten wird auf Kapitel 2.2 und Kapitel 4 verwiesen. Die Gründe für die unter 5.) angesprochenen Divergenzen beruhen auf den vereinfachenden Annahmen, die der Schubanalogie zugrunde liegen und sind Gegenstand der nächsten Abschnitte.

3.2 Die vereinfachenden Annahmen der Schubanalogie

Als praxisorientierte Theorie ist die Schubanalogie auf vereinfachenden Annahmen angewiesen. Für die Anwendung sind insbesondere die nachfolgend genannten Gesichtspunkte von Interesse.

- 1.) Die Verformungen sind infinitesimal klein, so dass Verformungsanteile höherer Ordnung vernachlässigt werden können.
- 2.) Die einzelnen Teilquerschnitte bestehen aus linear elastischen Werkstoffen. Für sie gilt jeweils die technische Biegetheorie.
- 3.) Der Einfluss der Schubverformungen der Einzelquerschnitte infolge Querkraftschub wird mit Ausnahme der Schubschichten vernachlässigt.
- 4.) Die Verbundmedien (Verbindungsmittel, schubweiche Zwischenschichten etc.) werden als reine Schubschichten idealisiert. Ihre Eigentragswirkung ist vernachlässigbar. Sie haben im Sinne einer strengen Theorie keinen Anteil an der Biegesteifigkeit B^A .
- 5.) Sämtliche Schichten erfahren senkrecht zur Platte die gleiche Verschiebung ($v_{z,i} = v_{z,i+1}$); der Verbundquerschnitt ist nicht zusammendrückbar.

6.) Es treten keine Wölbkräfte infolge Torsion auf.

7.) Der Einfluss der Schubfugen und -schichten wird näherungsweise mit einer Ersatzschubsteifigkeit S erfasst.

Die Annahmen 1.) bis 3.) entsprechen den allgemein im Bauwesen üblichen Vereinfachungen. Die Forderungen 4.) und 5.) sind für die gängigen Anwendungen des Ingenieurholzbaues (z.B.: Brettsperrholz, nachgiebig verbundene Träger, Holz-Beton Verbundquerschnitte) in der Regel hinreichend genau erfüllt (vgl. auch Kapitel 3.4). Auf den näherungshaften Charakter im Falle von Torsion (6.) wird in Kapitel 5, bezüglich der Erfassung der Schubfugen (7.) in Kapitel 3.3 näher eingegangen.

In diesem Kontext sei ergänzend erwähnt, dass die grundsätzlich gegebenen Differenzen zwischen Rechenergebnis und Wirklichkeit, wie sie beispielsweise aus den unvermeidlichen Unabwägbarkeiten der Materialparameter herrühren, stets gegeben sind. Gerade die Steifigkeitsparameter der im Ingenieurholzbau üblichen Verbindungsmittel sind mitunter beachtlichen Streuungen unterworfen. Deshalb ist bei der Beurteilung der Rechenergebnisse der "gesunde Ingenieurverstand" gefordert. Hierbei kann es sinnvoll sein, Kraftumlagerungen infolge nicht linearen Verhaltens der Verbindung in die Überlegungen mit einzubeziehen (vgl. z.B. [2]).

3.3 Zu den Abweichungen der Theorie der Schubanalogie von der theoretisch exakten Lösung

Die Schubanalogie führt das Verbundverhalten des realen Verbundquerschnitts auf einen homogenen Querschnitt, wie er mit der um die Einflüsse der Schubdeformation erweiterten, technischen Biegetheorie nach [14] beschrieben wird, zurück. Je mehr die gegenseitigen Verschiebungen der einzelnen Teilquerschnitte mit den jeweils entsprechenden Deformationswerten eines solchen homogenen, schubweichen Querschnitts übereinstimmen, desto genauer ist die Schubanalogie im Sinne der Theorie. Liegen also die Schwerpunkte der einzelnen Teilquerschnitte auch im verformten Zustand auf einer Linie (betrachtet aus der Seitenansicht), wie es bei der *Bild 3* aus Kapitel 2.1 unterstellt wurde, so liefert die Schubanalogie die theoretisch exakte Lösung. Dies ist bei Zweipunktquerschnitten und bei symmetrischen Dreipunktquerschnitten stets der Fall. Allgemeine Querschnittsaufbauten genügen der Bedingung, wenn die Fugensteifigkeiten zwischen den einzelnen Teilquerschnitten im Sinne einer "statisch günstigen Lösung" aufeinander abgestimmt sind. Von Schelling wurden bereits für ergänzende Ableitungen zum so genannten γ -Verfahren dementsprechende Beziehungen genannt (vgl. z.B. [10]). Demnach lautet die entsprechende Relation für die Steifigkeiten zweier benachbarter Fugen $c_{i,i+1}$ und $c_{j,j+1}$:

$$\frac{c_{i,i+1}}{c_{j,j+1}} = \frac{SE_{i,i+1}}{SE_{j,j+1}} \cdot \frac{a_{j,i+1}}{a_{i,i+1}}; \quad \text{Gl. 3-1}$$

Für andersartig zusammengesetzte Verbundquerschnitte stellt die Theorie der Schubanalogie eine Näherung dar, deren Qualität von den Geometrie- und Steifigkeitsverhältnissen abhängig ist (vgl. [5], [12]).

Ist der Verbundquerschnitt aus lauter gleichen Teilen zusammengesetzt, entspricht die Abweichung der Schubanalogie in etwa den An-

nahmen, die auch der technischen Biegetheorie zugrunde liegen. Diese geht vom Ebenbleiben des Querschnitts aus, was im Widerspruch zu der S-förmigen Querschnittsverwölbung, die sich aus der parabelförmigen Schubspannungsverteilung ergibt, steht. Da der Schubmodul der meisten Baustoffe vergleichsweise groß ist, ist dieser Aspekt bei den meisten Anwendungen des Bauwesens von untergeordneter Bedeutung. Im Allgemeinen wird der „Fehler“ durch einen Korrekturfaktor für die Querschnittsfläche κ , welche für Rechteckquerschnitte den Wert $\kappa=1,2$ annimmt, berücksichtigt (vgl. z.B.: [14]). Sind die Verbundfugen zwischen den Teilquerschnitten vergleichsweise weich, gewinnt diese Thematik jedoch an Bedeutung und ist somit auch für die Qualität der Näherung der Schubanalogie entscheidend. In Kapitel 3.4. werden dazu Anhaltswerte genannt.

Vor allem bei stark unsymmetrischen Querschnittsaufbauten ist die Theorie der Schubanalogie oft ungeeignet, um die realen Spannungs-Dehnungs-Verhältnisse am Verbundquerschnitt zu erfassen. Anschaulich lässt sich dieser Sachverhalt anhand beispielhafter Spannungsverläufe aufzeigen. In den nachfolgenden Bildern sind repräsentative Ergebnisse von Vergleichsberechnungen an einem aus vier gleichen Teilquerschnitten bestehenden, mit unterschiedlich steif ausgeprägten Fugen zusammengefügt Verbundquerschnitt, wiedergegeben. Exemplarisch werden zwei Varianten der Aufteilung der Fugensteifigkeiten

betrachtet. **Bild 7** zeigt die Spannungsverhältnisse bei einer eher „gemäßigten“ Unsymmetrie, wobei die Ergebnisse einer Berechnung mit der Schubanalogie gestrichelt eingezeichnet sind. Zwar sind die Differenzen der absoluten Bemessungswerte nicht sehr ausgeprägt, doch lässt sich der Unterschied im Tragverhalten in der Tendenz bereits gut erkennen. Sehr deutlich gehen die Zusammenhänge aus **Bild 8** hervor. In diesem Fall ist der oberste Teilquerschnitt (1) so weich an den nächsten Teilquerschnitt (2) angeschlossen, dass er nahezu lose aufliegt. Deshalb liegt an der Verbindungsfuge dieser beiden Teilquerschnitte fast keine Schubspannung an. Dementsprechend befindet sich auch der erste Nulldurchgang des Normalspannungsverlaufes nahezu auf Höhe der Schwerlinie von Teilquerschnitt 1. Die unteren beiden Teilquerschnitte (3 und 4) sind dagegen so starr verbunden, dass sie quasi zusammen wie ein homogener Querschnitt tragen: Der Schubfluss weist in der Fuge von 3 nach 4 ein Extremum auf, während die Normalspannung in diesem Bereich ohne erkennbaren Sprung durchläuft.

Diese, von den stark unterschiedlichen Fugensteifigkeiten geprägte Charakteristik des Verbundquerschnitts geht in die näherungsweise „verschmierte“ Ersatzschubsteifigkeit S gemäß der Schubanalogie nicht ein. Vergleichbar mit dem Verhalten hintereinander geschalteter Federn ist die sehr weiche, obere Fuge im vorliegenden Fall für eine sehr geringe Ersatzschubsteifigkeit S verantwortlich. Deshalb wird dieser Verbundquerschnitt mit der Schubanalogie so abgebildet, als ob alle Teilquerschnitte miteinander kaum verbunden wären. Die Bemessungsergebnisse weichen vor allem bezogen auf den Fugenschub, sehr deutlich von den „korrekten“ Werten ab.

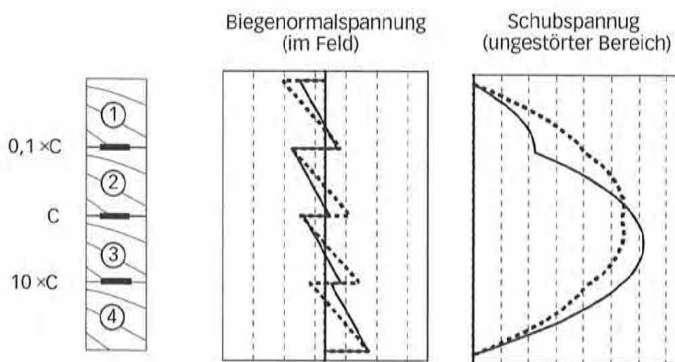


Bild 7: Beispielhafte Biegenormal- und Schubspannungsverteilung an einem vierteiligen Verbundquerschnitt mit mäßig unsymmetrischer Ausbildung der Fugensteifigkeiten. Das Ergebnis gemäß der Schubanalogie ist gestrichelt eingezeichnet.

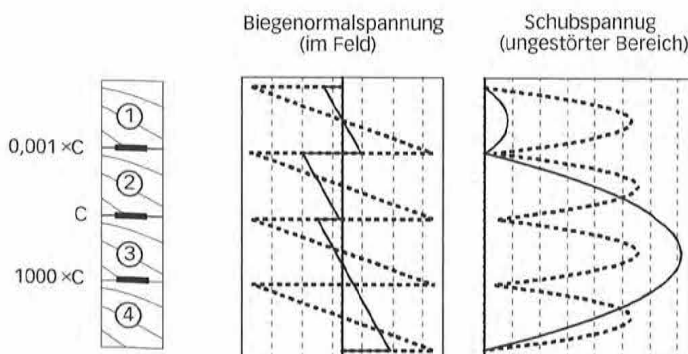


Bild 8: Beispielhafte Biegenormal- und Schubspannungsverteilung an einem vierteiligen Verbundquerschnitt mit stark unsymmetrischer Ausbildung der Fugensteifigkeiten. Das Ergebnis gemäß der Schubanalogie ist gestrichelt eingezeichnet.

3.4 Anhaltswerte und Vorgehensweisen zur Abschätzung der Qualität der Näherung

Pauschale, allgemeingültige Aussagen über den Betrag der Divergenzen sind für allgemeine Querschnittsaufbauten kaum möglich. Gegebenenfalls kann anhand von Vergleichsrechnungen die Eignung der Theorie abgeklärt werden. Dazu können Referenzwerte z.B. mit Fachwerkmodellen (vgl. z.B. [1], [2], [12]) oder Finite-Element-Berechnungen auf Basis von Scheibenelementen erzeugt werden (vgl. z.B. [6]).

Generell kann jedoch festgehalten werden, dass für die Tragcharakteristik eines Verbundquerschnitts weniger der Absolutwert der Steifigkeiten, sondern die Relation zwischen Systemlänge, Biege- bzw. Dehnsteifigkeiten der Teilquerschnitte und den Steifigkeiten der Verbundfugen ausschlaggebend sind. Die Verknüpfung dieser Parameter ist für die Abweichungen der Schubanalogie entscheidend. Nachfolgend werden diese Einflüsse für einen Querschnitt aus vier identischen Teilen gezeigt. Dieser Querschnitt wurde gewählt, da Elemente, welche ausschließlich aus identischen Schichten und Verbindungen aufgebaut sind, für die Baupraxis besonders relevant sind (Rippenschalen, Brettsperrholz etc.). Die Relationen gelten in etwa auch im Falle von fünf und mehr identischen Lagen [12] und können zudem als allgemeine Orientierungsgrundlage für andere Querschnittsaufbauten dienen. Ein Parameter zur Beurteilung der anliegenden Steifigkeitsverhältnisse ist der dimensionslose Verhältniswert V_{EI} (3-2). (Bei der Beziehung ist der Abstand

der Momenten - Nullpunkte mit ℓ bezeichnet.)

$$V_{EI} = \frac{B_{Starr}^{SA}}{B_{Starr}} = \left(B^A + \frac{1}{\frac{1}{B^B} + \frac{\pi^2}{S \cdot I^2}} \right) \sqrt{B^A + B^B}; \quad \text{Gl. 3-2}$$

Mit diesem Verhältnis ist es möglich, die Qualität der Ergebnisse gemäß der Schubanalogue in Abhängigkeit eines einzelnen Parameters darzustellen. *Bild 9* zeigt den Verlauf der Relation bezogen auf die maximale Durchbiegung und den Bemessungswert der Biegnormalspannung. *Bild 10* bezieht sich auf den Bemessungswert des maximalen Fugenschubs. Es ist auffällig, dass die Differenzen der Werte für den Fugenschub im Falle "weicher" Fugen vergleichsweise groß ausfallen. Für gewöhnlich ist es allerdings wenig sinnvoll, relativ steife Teilquerschnitte "weich" zu verbinden. Somit sind diese Extremwerte für die Praxis des Ingenieurholzbau im Regelfall von untergeordneter Bedeutung. Der in etwa praxisrelevante Bereich ist bei den Darstellungen der Funktionsgraphen grau hinterlegt. Gut zu erkennen ist, dass hier die Abweichungen in jedem Fall kleiner als 4 % sind.

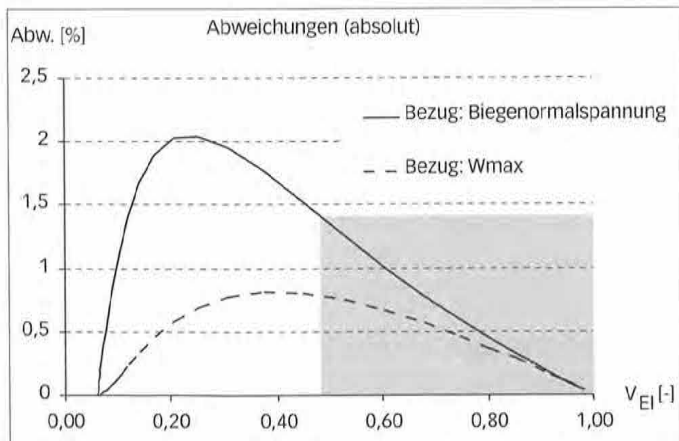


Bild 9: Absolutwerte der Abweichungen [%] für die maximale Biegespannung und die maximale Durchbiegung in Abhängigkeit vom Verhältnis $V_{EI} [-]$ im Falle eines Querschnittes aus vier identischen Teilen. Praxisrelevanter Bereich hinterlegt.

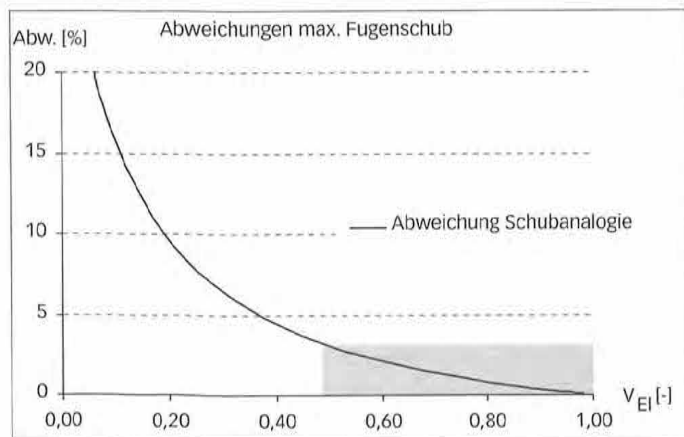


Bild 10: Absolutwerte der Abweichungen [%] für den maximalen Fugenschub in Abhängigkeit vom Verhältnis $V_{EI} [-]$ im Falle eines Querschnittes aus vier identischen Teilen. Praxisrelevanter Bereich hinterlegt.

4 Berechnungen nach Theorie zweiter Ordnung und Stabilität

Je nach Belastungssituation werden in vielen räumlichen Tragstrukturen Normal- bzw. Membrankräfte geweckt. Ist dies der Fall, sind mitunter Aspekte nach Theorie zweiter Ordnung maßgebend für die Bemessung. Will man die Traglast solcher Systeme mithilfe der Schubanalogue bestimmen, ist darauf zu achten, dass kein lokales Systemversagen des ideellen Rechensystems vor Erreichen der kritischen Last des realen Systems eintritt, da die Schubsteifigkeit und die Abstände der Knotenkopplungen auf die vom ideellen System aufnehmbare Normalkraft limitierend wirken. Dabei wird die kritische Last der Ebene A durch die Biegesteifigkeit B^A und den Abstand der von der Kopplung gehaltenen Knoten bestimmt ("Biegeknicke", vgl.: *Bild 11*). Bei der Ebene B wirkt zusätzlich zum Biegeknicke die Schubsteifigkeit S limitierend ("Biegeschubknicke", vgl.: *Bild 12*).

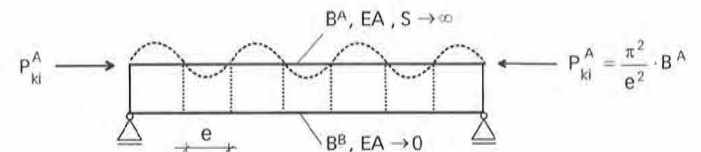


Bild 11: Stabilität am "Zwei-Ebenen-Modell" der Schubanalogue. Stabilitätsversagen von Ebene A, mögliche Knickfigur gestrichelt angedeutet.

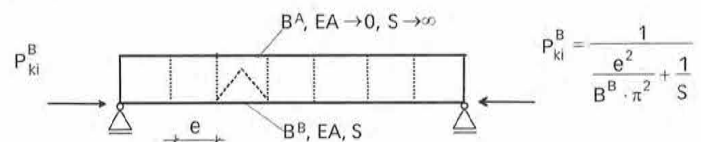


Bild 12: Stabilität am "Zwei-Ebenen-Modell" der Schubanalogue. Stabilitätsversagen von Ebene B, mögliche Knickfigur gestrichelt angedeutet.

Mit einer adäquaten Aufteilung der Dehnsteifigkeiten in Kombination mit einem passenden Koppelraster (e) kann dieses lokale Versagen vermieden werden. Allerdings ist ein solches Vorgehen oft aufwendig. Deshalb wird empfohlen eine dritte Ebene C zur Aufnahme der Normalkräfte einzusetzen. Diese erhält die gesamte Dehnsteifigkeit D^C (2-3) und ist als Gelenkstabkette bzw. Gelenkstabnetz, dessen Gelenke von den Biegeebenen A und B gestützt werden, zu generieren (vgl.: *Bild 13*).

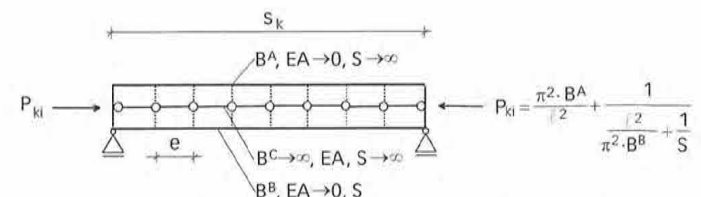


Bild 13: Pendelstab mit Normalkraft, abgebildet mit dem Drei-Ebenen-Modell

Für die Genauigkeit einer numerischen Bestimmung der kritischen Last mittels dieses "Drei-Ebenen-Modells" ist neben den Steifigkeitsverhältnissen die Anzahl der Kopplungen, mit der die Knicklänge unterteilt wird ($n = s_k/e$), ein entscheidendes Kriterium. Anhand analyti-

scher Betrachtungen und ergänzender Parameterstudien lassen sich dazu folgende Aussagen ableiten [6]:

- Wird die Knicklänge genau einmal unterteilt, so beträgt der mögliche Fehler in Abhängigkeit von den Steifigkeiten maximal 22 % (auf der unsicheren Seite).
- Mit zunehmender Anzahl von Unterteilungen nimmt der Fehler rasch ab und nähert sich asymptotisch dem Wert 0.
- Eine Unterteilung der Knicklänge mit fünf Teilstäben reicht aus, um den Fehler selbst im ungünstigsten Fall auf 5 % zu begrenzen.

5 Flächen: Berücksichtigung von Torsion und Scheibenschub

5.1 Allgemeines zur Torsion von Verbundquerschnitten aus Holz

Viele bemessungsrelevante Belastungssituationen rufen an flächenhaften Tragstrukturen Verwindungen hervor, die Drill- bzw. Torsionsmomente zur Folge haben. Aussagen über entsprechende Steifigkeiten sind im Falle von Holzflächen schwierig, da das Verhalten nachgiebig verbundener Querschnitte mit Teilquerschnitten aus Holz unter Torsionsbeanspruchung noch kaum erforscht ist. Veranschaulichen lässt sich das Tragverhalten bei Torsionsbeanspruchung anhand des Schubflusses, wie er in *Bild 14* schematisch am Schnitt durch einen Sandwichbalken dargestellt ist. Gut zu erkennen sind der Anteil aus Eigentragwirkung der Deckschichten und der Anteil aus Verbundtragwirkung infolge Schubübertragung der Schubschicht (Schubschicht hier ohne Eigentragwirkung).

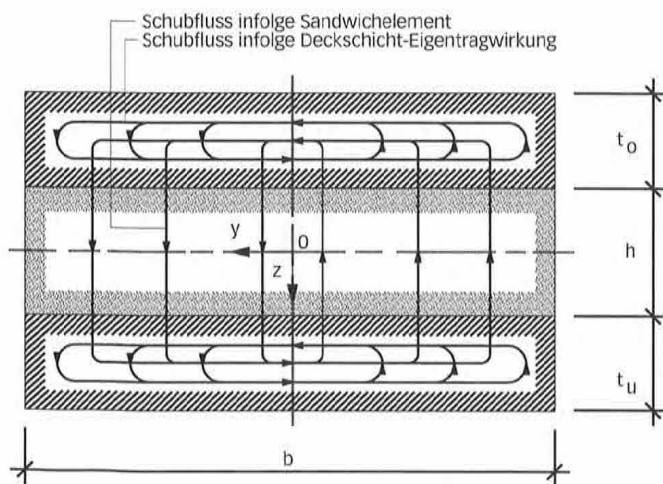


Bild 14: Schubfluss infolge Torsionsbeanspruchung am Sandwichelement (Schubschicht ohne Eigentragwirkung) (Quelle: [13])

Auf Grundlage dieser Überlegungen wurde das in Kapitel 5.2 beschriebene Vorgehen abgeleitet. Diese Lösung ist für zweiteilige Querschnitte theoretisch exakt, für andere Aufbauten eine Näherung. Dabei ist zu bedenken, dass bereits die Materialkenngrößen bzw. Eingangswerte für die Torsion nachgiebig verbundener Querschnitte aus Holz vielfältigen Ungenauigkeiten unterworfen sind. So kann beispielsweise der bezüglich Torsion allgemein übliche Ansatz isotroper Werkstoff-

eigenschaften für den Werkstoff Holz nur eine Näherung sein, die jedoch in Hinblick auf die wachstumsbedingten Eigenschaften wie Jahrringverlauf, Fehlstellen durch Äste etc. gerechtfertigt erscheint [7].

Des Weiteren spielt die Ausbildung der Verbundfugen eine entscheidende Rolle. So ist beispielsweise die Art der Anordnung der Verbindungsmittel ein entscheidender Aspekt. Diese Problematik ist z.B. für Brettrippenschalen und die Ausbildung genagelter Brettsperrholzelemente von Bedeutung. Üblicherweise wird bei den meisten Berechnungen stets davon ausgegangen, dass die Verbindungsmittelsteifigkeit gleichmäßig über die Fläche verteilt ist. Bei Brettsperrholz mit verleimten Lagen ist dies gegeben. Sind die Lagen jedoch z.B. vernagelt oder verschraubt, ist die Torsionssteifigkeit auch vom Abstand der Verbindungsmittel zu den Brettkanten abhängig.

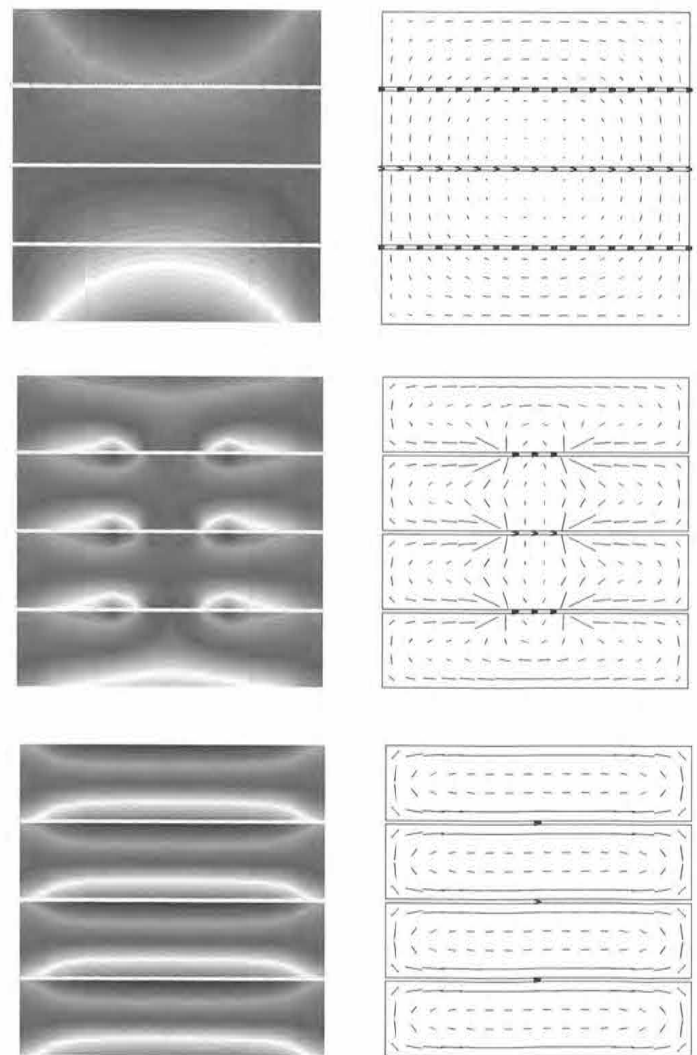


Bild 15: Torsion am Schichtbalken, für den starren Verbund, drei mittige Verbindungsmittelreihen und eine Verbindungsmittelreihe (von oben nach unten); jeweils links: Betrag der Schubspannung in Querrichtung als Füllfläche, rechts: Orientierung der Hauptspannung.

Bild 15 vermittelt einen Eindruck vom Zusammenhang zwischen der Torsionssteifigkeit und der Lage der Verbindungsmittel anhand im Schnitt dargestellter Spannungen eines tordierten Balkens. Es sind die Verhältnisse für verschiedene Anordnungen quasi starrer Verbindungsmittel gezeigt. Gut zu erkennen ist, dass z.B. eine einzelne,

zentrisch angeordnete, quasi starre Verbindungsmittelreihe kaum einen Einfluss auf die Torsionsschubspannungen und die Torsionssteifigkeit hat. Das erklärt sich daraus, dass sich die Außenkanten der Teilquerschnitte in diesem Fall frei gegeneinander verschieben können, weshalb die zugeordneten Schubspannungen zu Null werden.

Für die Abschätzung des Tragverhaltens in Bezug auf die Torsion mittels der Schubanalogie sind Grenzwertbetrachtungen eine sinnvolle Ergänzung. So ist es beispielsweise bei Stabilitätsuntersuchungen zu empfehlen, den Einfluss der Torsion auf die Traglast mit der Untersuchung der Fälle „Drillsteifigkeit bei starrem Verbund“ und „Drillsteifigkeit ohne Verbund“ abzustecken.

5.2 Transformation und Ergebnisauswertung bezüglich Torsion

Die Theorie der Schubanalogie setzt bezüglich der Torsion eine Abhängigkeit der Verdrillung der ideellen Ebenen voraus. Bei der Generierung des Systems als Gitterrost oder mit Scheibenelementen ist diese Forderung durch die Kopplung der Verschiebungen der Ebenen gegeben (eine ausreichend feine Unterteilung wird vorausgesetzt). Eine derartige Kopplung der Verdrillung ist an eindimensionalen Stabsystemen derzeit nicht realisierbar. Die Drillsteifigkeiten der ideellen Ebenen ermitteln sich mit (5-1) und (5-2).

$$B_{xy}^A = \sum_{i=1}^n G_{xy,i} \cdot \frac{d_i^3}{6}; \quad B_{xy}^B = \sum_{i=1}^n 2 \cdot G_{xy,i} \cdot z_{Si}^2 \cdot d_i; \quad \text{Gl. 5-1; Gl. 5-2}$$

Aus den ideellen Drillmomenten m_{xy}^A und m_{xy}^B kann auf den Verlauf der Torsionsschubspannungen geschlossen werden (Beziehungen siehe z.B. [12], [6]).

5.3 Die Erfassung der Scheibentragwirkung

Um eine Scheibentragwirkung, wie sie z.B. bei Wandscheiben aufgrund der aussteifenden Funktion vorkommt, erfassen zu können, ist dem ideellen System eine passende Ersatzschubsteifigkeit in der Flächenebene D_{xy} zuzuweisen. Im Allgemeinen wird diese aus Verformungsbetrachtungen gewonnen. In [N2] und [6] sind Beziehungen für verschiedene Flächenaufbauten genannt.

Die Scheibenschubsteifigkeit kann auf verschiedene Arten mit dem ideellen System umgesetzt werden. Bei Rostsystemen ist es ein probates Mittel, die Querbiegung der Roststäbe zur Abtragung der Schubbeanspruchung in Flächenebene zu nutzen, wie es in **Bild 16** verdeutlicht ist.

Für einen Trägerrost mit den Stababständen e_x und e_y können die Querbiegesteifigkeiten mit (5-3) und (5-4) bestimmt werden und sind wahlweise einer der Biegeebenen A oder B zuzuweisen. Der Schubfluss ergibt sich im Nachlauf anhand der zugehörigen Querkräfte der Roststäbe mit (5-5) und (5-6).

$$B_{yz}^{\text{Stab}} = \frac{e_x \cdot e_y^2}{6} \cdot D_{xy}; \quad B_{xz}^{\text{Stab}} = \frac{e_y \cdot e_x^2}{6} \cdot D_{xy}; \quad \text{Gl. 5-3; Gl. 5-4}$$

$$t_{yx} = \frac{Q_{\text{Stab in y-Ri}}}{e_x}; \quad t_{xy} = \frac{Q_{\text{Stab in x-Ri}}}{e_y}; \quad \text{Gl. 5-5; Gl. 5-6}$$

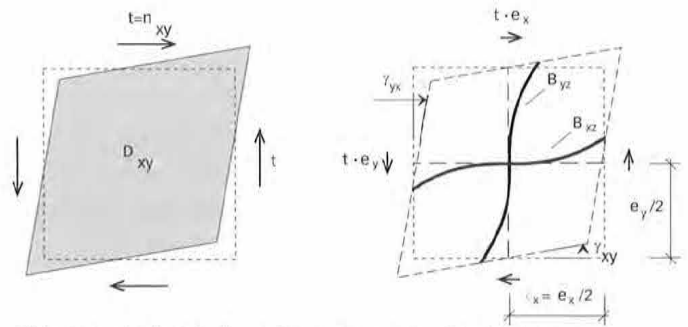


Bild 16: Analogie Scheibe - Rostsystem unter Schubbelastung (verformte Struktur). Links: Scheibenelement; rechts: Ausschnitt aus einem Rostsystem

Ergänzender Hinweis: Einander zugeordnete Schubflüsse sind stets gleich groß ($t_{xy} = t_{yx}$). Aus der mit einer Rostberechnung verbundenen Näherung können mitunter geringfügig abweichende Werte resultieren. In der Regel erzielt man durch Mittelwertbildung hinreichend genaue Ergebnisse.

6 Beispielrechnung Eigenspannungen am Holz-Beton-Verbundträger

6.1 System und Belastung

In [6] werden vergleichende Untersuchungen mit der Schubanalogie an einem Kragträger mit einem aus der Literatur bekannten Holz-Beton-Verbundquerschnitt (**Bild 17**) durchgeführt. Ergänzend dazu wird nachfolgend die Erfassung von Eigenspannungszuständen anhand des Lastfalls „gleichmäßige Temperaturerhöhung“ behandelt. Die baupraktische Relevanz dieser Belastungsart ist beispielsweise auch bei Schwindvorgängen gegeben.

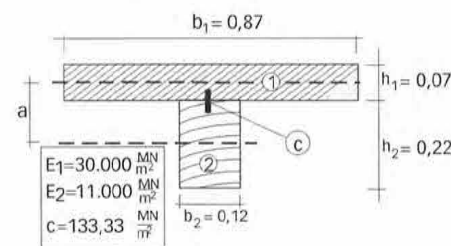


Bild 17: Beispielquerschnitt Holz-Beton-Verbundträger, Maße [m]

$$B^A = 11000 \cdot \frac{0,22^3 \cdot 0,12}{12} + 30000 \cdot \frac{0,07^3 \cdot 0,87}{12} = 1,917 \text{ MNm}^2$$

$$B^B = 0,145^2 \cdot \frac{1827 \cdot 290,4}{1827 + 290,4} = 5,268 \text{ MNm}^2$$

$$S = 0,145^2 \cdot 133,3 = 2,803 \text{ MN}$$

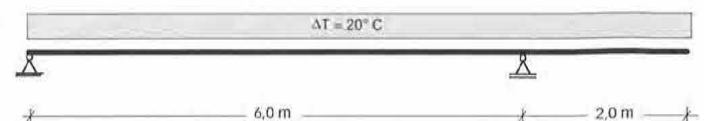


Bild 18: System und Belastung des Kragträgers

Belastet wird der Träger durch eine gleichmäßige Temperaturerhöhung von $\Delta t = 20^\circ \text{C}$ (vgl. **Bild 18**), welche eine Dehnungsänderung an beiden Teilquerschnitten hervorruft. Da Holz und Beton ein unterschiedliches Temperaturdehnungsverhalten aufweisen, resultiert hieraus ein Eigenspannungszustand. Zur rechnerischen Erfassung wird das

in Bild 19 gezeigte Gedankenmodell nach [4] eingesetzt. Hier wird die Dehnungsänderung zunächst durch gedachte „Rückhaltekräfte“ behindert. Die dazu erforderliche Kraft F_0 wird aus der Dehnungsdifferenz, die sich am unverbundenen System einstellen würde, ermittelt und dort aufgebracht (Lastfall 1). Im nächsten Schritt werden der Verbund hergestellt und die Rückhaltekraft entfernt. Das entspricht dem Aufbringen einer Kraft gleicher Größe und Angriffsstelle, jedoch mit entgegengesetzter Orientierung am verbundenen Querschnitt (Lastfall 2). Dabei ist die Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes notwendig, weshalb im Lastfall 2 die Schubanalogie zum Einsatz kommt.

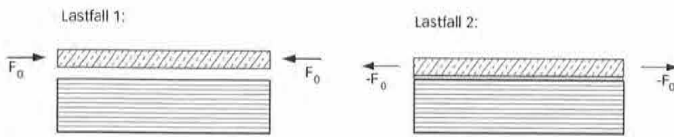


Bild 19: Links: Lastfall 1 - unverbundener Querschnitt; rechts: Lastfall 2: F_0 am Verbundquerschnitt

Exemplarisch wird für Beton eine Temperaturdehnzahl von $\alpha_1 \approx 10 \cdot 10^{-6} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$ und für Holz $\alpha_2 \approx 5 \cdot 10^{-6} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$ angesetzt. Damit ergeben sich die Dehnungsdifferenz am unverbundenen Querschnitt und die zugehörige, in Höhe der Schwerachse des Betonquerschnitts aufzubringende Rückhaltekraft F_0 :

$$|\Delta \epsilon| = (10 - 5) \cdot 10^{-6} \cdot 20 = 0,1\text{‰}$$

$$F_0 = \Delta \epsilon \cdot EA_1 = -10^{-4} \cdot 1827 \text{ MN} = -182,7 \text{ kN}$$

Die Normkraft F_0 greift im Abstand e_1 (bezogen auf den gewichteten Schwerpunkt des Verbundquerschnitts) am Träger an. Im Lastfall 2 wirkt also auf das ideale System eine Kombination aus Normkraft und Versatzmoment. Am idealen System wird das Versatzmoment durch ein Randmoment an der Ebene B umgesetzt, wie Bild 20 veranschaulicht.

6.2 Berechnung und Auswertung der Ergebnisse

Es wird nach TH I gerechnet, weshalb das ideale System mit zwei Ebenen generiert wird. Die Normkraft wird dabei komplett der Ebene B zugewiesen. Im Lastfall 2 gilt:

$$N^B = -F_0 = 182,7 \text{ kN}$$

$$M^B = e_1 \cdot F_0 = -3,6 \text{ kNm}$$

$$e_1 = a \cdot \frac{EA_2}{EA_1 + EA_2} = 0,01987 \text{ m}$$

Bei der Berechnung wurden die idealen Träger in 64 Teilstäbe mit je 12,5 cm Länge unterteilt. Bild 21 zeigt einen Programmausdruck mit den maßgebenden Berechnungsergebnissen. Aus der Querkraft von Ebene B bestimmt sich der Schubfluss in der Verbundfuge.

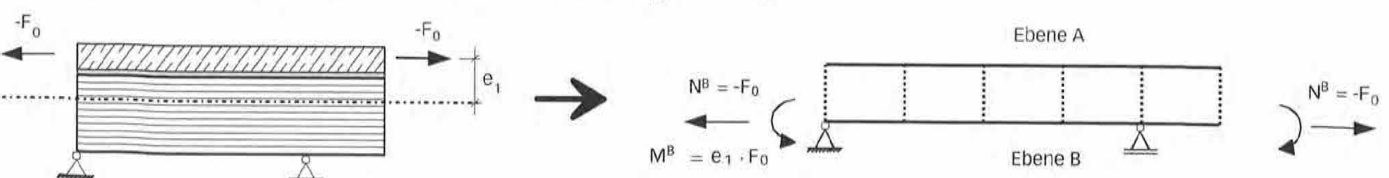


Bild 20: Lastfall 2, exzentrisch belasteter Verbundquerschnitt, Transformation zum idealen Rechensystem

Für den Bemessungswert an den Enden des Trägers gilt:

$$|t_0| = \frac{Q_0^B}{a} = \frac{1,257 \cdot 10^{-3} \text{ MN}}{0,145 \text{ m}} = 0,0087 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Aus den ideellen Schnittgrößen können die Normkräfte der Teilquerschnitte 1 (Betonplatte) und 2 (Holzträger) ermittelt werden. Für den Lastfall 2 ergeben sich diese in Trägermitte aus der Überlagerung der anteilig aus N^B zu ermittelnden, konstanten Normkraft mit dem aus der Verbundwirkung resultierenden, durch das ideale Biegemoment M^B definierten Normkraftanteil („Steineranteil“) wie folgt:

$$N_1(x) = N^B \cdot \frac{EA_1}{EA_1 + EA_2} - \frac{M^B(x)}{a};$$

$$N_{1,\text{Mitte}} = 182,7 \cdot \frac{1827}{2117,4} + \frac{2,667}{0,145} = 157,6 + 18,4 = 176,0 \text{ kN}$$

$$N_{2,\text{Mitte}} = 25,1 - 18,4 = 6,7 \text{ kN};$$

Die im Eigenspannungszustand resultierenden Normkräfte ergeben sich aus der Überlagerung von Lastfall 1 und Lastfall 2. Da es sich um einen reinen Eigenspannungszustand handelt, ist die Summe der Normkräfte gleich Null.

$$N_{1,\text{Mitte}}^{\Delta t} = N_{1,\text{Mitte}} + F_0 = -182,7 + 176,0 = -6,7 \text{ kN}$$

$$N_{2,\text{Mitte}}^{\Delta t} = N_{2,\text{Mitte}} = +6,7 \text{ kN}$$

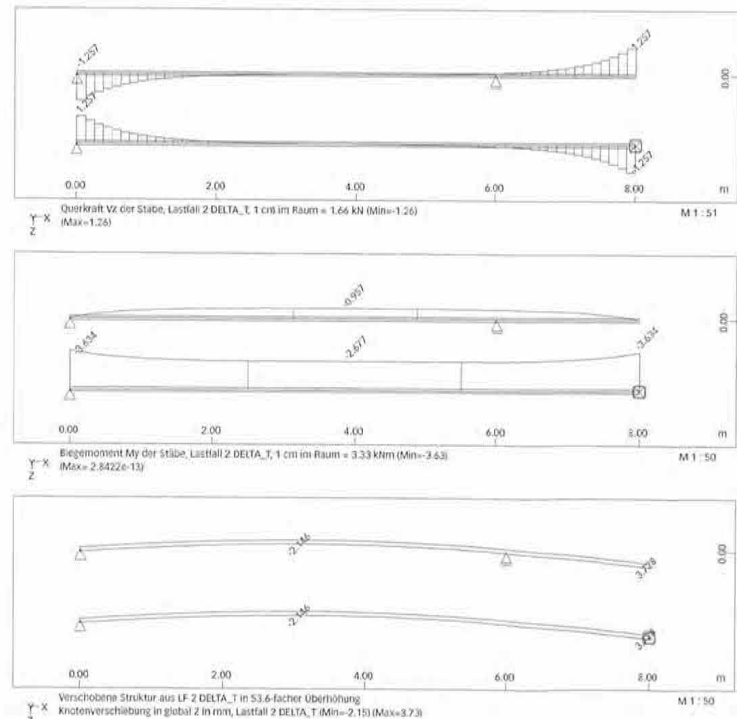


Bild 21: Ergebnisse am Rechensystem der Schubanalogie im Lastfall 2 (von oben nach unten): Querkraft, Biegemoment und vertikale Verschiebung. Struktur in der Ansicht, jeweils Ebene B oben, Ebene A unten

Die Biegebeanspruchung der Teilquerschnitte wird durch Aufteilung des Eigenanteils des Biegemoments (M^A) gewonnen. In der Trägermitte liegt folgende Aufteilung vor:

$$M_{1,Mitte}^M = M_{Mitte}^A \cdot \frac{EI_1}{B^A} = -0,957 \cdot \frac{0,746}{1,917} = -0,37 \text{ kNm};$$

$$M_{2,Mitte}^M = -0,58 \text{ kNm}$$

Als Kontrolle bietet sich beispielsweise die Summe aller im Eigen Spannungszustand in Trägermitte wirkenden Momente an.

$$\sum M_{Mitte}^M = 0; \quad \sum M_{Mitte}^M = M_{1,Mitte}^M + M_{2,Mitte}^M + |N_{1/2}| \cdot a = 0$$

Die Spannungsverteilungen am Verbundquerschnitt bestimmen sich in üblicher Weise aus den ideellen Schnittgrößen. In **Bild 22** ist der Normalspannungsverlauf in Trägermitte für den Lastfall 2 in den einzelnen Anteilen und in der Summe dargestellt. **Bild 23** zeigt den Verlauf der Normalspannungen im Lastfall 1 und den durch den Eigen Spannungszustand hervorgerufenen Zustand. Es wird näherungsweise davon ausgegangen, dass die Betonplatte über ihre gesamte Breite trägt und somit die Normalspannung über die Breite der Betonplatte konstant ist. Zudem wurde für den Beton auch in der Zugzone die volle Steifigkeit angesetzt. Gegebenenfalls kann eine genauere Berechnung durch eine iterative, bereichsweise Reduzierung des E-Moduls erfolgen.

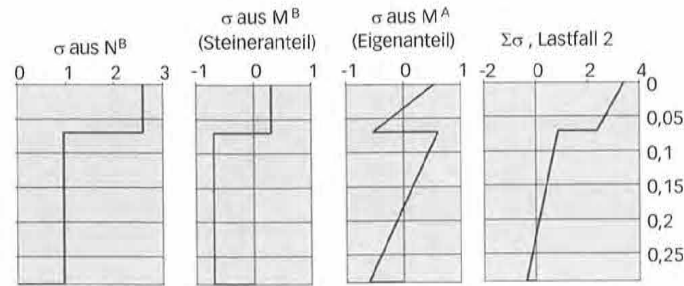


Bild 22: Normalspannungsverlauf [MN/m²] im Lastfall 2, einzelne Anteile und Summe

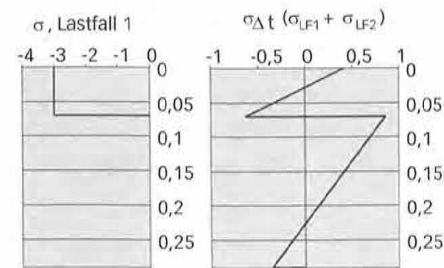


Bild 23: Normalspannungsverläufe [MN/m²]; links: Lastfall 1, rechts: Resultierende Verteilung im Eigen Spannungszustand

7 Beispielrechnung geschichtete zylinderförmige Holzschale

7.1 Vorbemerkung und allgemeine Angaben zum System

Ende der 70er bzw. Anfang der 80er Jahre wurden an der Universität von Canterbury in Neuseeland Versuche an zylinderförmigen Modellschalen aus Holz mit einem dreilagig geschichteten Querschnittsaufbau durchgeführt. Dabei wurden zwei Varianten untersucht. Einmal wurde der Verbund der einzelnen Lagen durch Verklebung und einmal durch Vernagelung hergestellt. Den experimentell bestimmten Ergebnissen sind in [8], [9] Werte aus Finite-Element-Berechnungen gegenüber gestellt. Diese erfolgten unter Einsatz von Schalenelementen, denen näherungsweise eine aus Versuchswerten resultierende, ideale Dicke t^* zugewiesen war. Stellvertretend für räumliche, gekrümmte Strukturen werden nachfolgend die Berechnung der genagelten Variante mit der Schubanalogie exemplarisch erläutert und die Ergebnisse den Vergleichswerten gegenübergestellt.

Die Konstruktion ist mit **Bild 24** in der Ansicht bzw. mit **Bild 25** im Schnitt gezeigt. Die Belastung in Versuch und Rechnung erfolgt durch eine gleichmäßig verteilte, rechtwinklig zur Schalenoberfläche angreifende Flächenlast (**Bild 25**, unten).

Die Schalenfläche wird von drei Lagen orthogonal versetzt angeordneter Holzlamellen ($b \times h = 18 \times 4 \text{ mm}^2$) gebildet. An den seitlichen Rändern ist die Schale mit Randträgern verbunden. Jeweils die äußeren

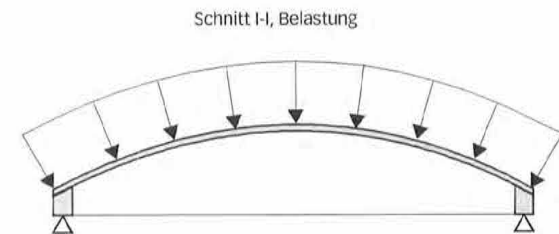
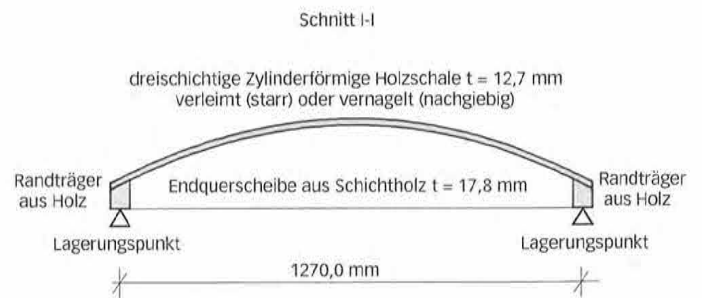


Bild 25: Zylinderförmige Holzschale im Schnitt nach [11]; rechts: Belastung

Ansicht

An beiden Enden: Endquerscheibe aus Schichtholz $t = 17,8 \text{ mm}$

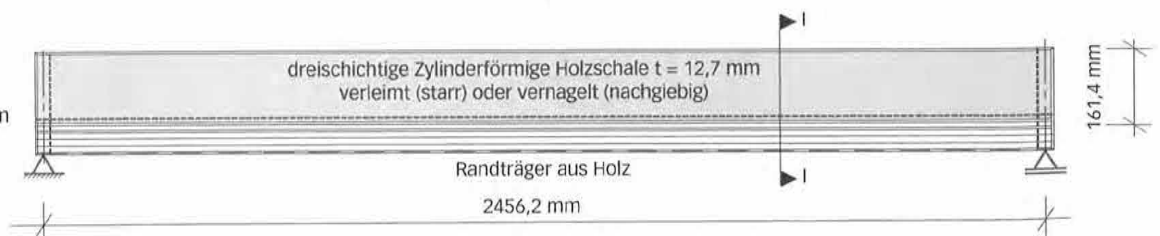


Bild 24: Zylinderförmige Holzschale in der Ansicht nach [11]

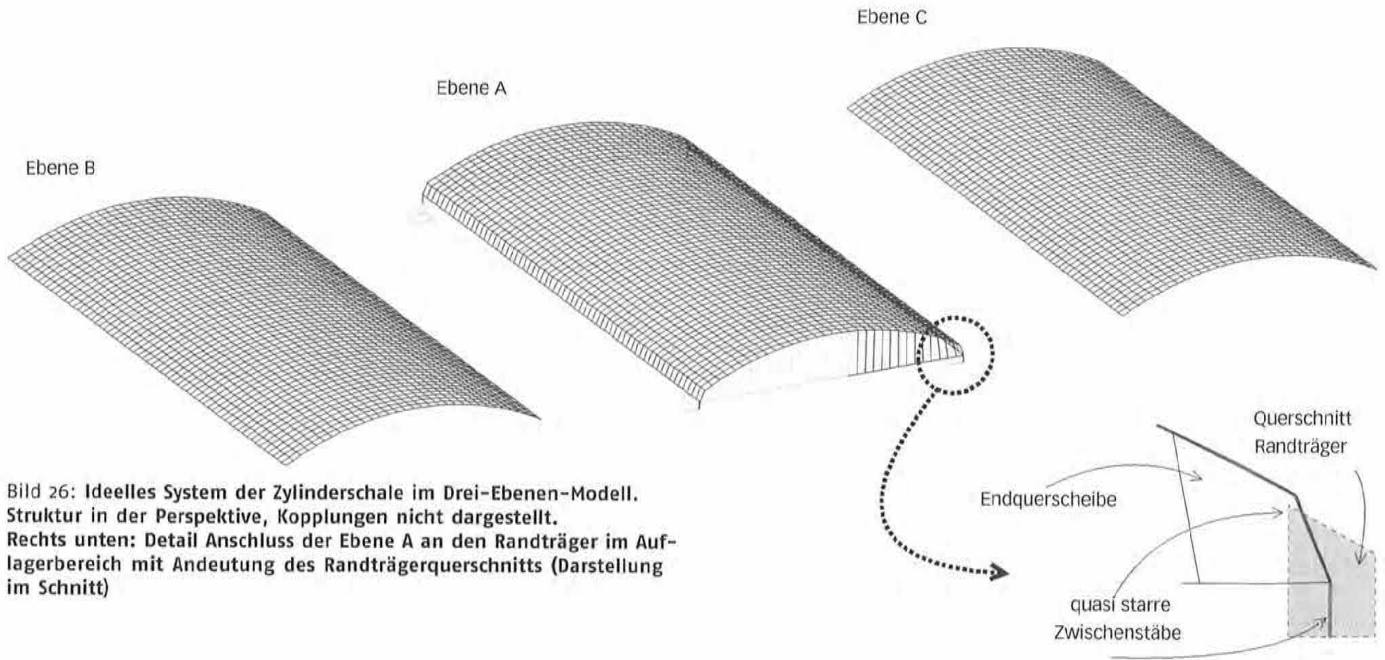


Bild 26: Ideelles System der Zylinderschale im Drei-Ebenen-Modell. Struktur in der Perspektive, Kopplungen nicht dargestellt. Rechts unten: Detail Anschluss der Ebene A an den Randträger im Auflagerbereich mit Andeutung des Randträgerquerschnitts (Darstellung im Schnitt)

Lamellenlagen sind quer zu den Randträgern orientiert, während die mittleren Lamellen des Querschnitts parallel zu den Längskanten ausgerichtet sind. An den beiden Stirnseiten wird der Abschluss der Schale jeweils durch eine Schichtholz-scheibe ($t=17,8$ mm) gebildet.

7.2 Eingangsgrößen und Transformation zum ideellen System

Bei der Berechnung wird die Schalenstruktur mit einem Trägerrost angenähert. Dieser ist in Längsrichtung durch 64 Teilstäbe mit einer Länge von jeweils ca. 39,79 mm ($e_Q=0,03979$ m) und in Querrichtung durch 32 Teilstäbe mit einer Länge von je ca. 38,37 mm ($e_L=0,03837$ m) unterteilt. Die zur Aufnahme der Normalkräfte vorgesehene Ebene C ist als Fachwerkstabnetz ausgebildet. Dabei ist das ideelle System so generiert, dass die mittels Referenzbedingungen über die Verschiebung gekoppelten Ebenen nebeneinander zu liegen kommen, wie in *Bild 26* gezeigt ist (die Kopplungen sind nicht dargestellt). Die Stäbe der Ebene A werden biegesteif mit den Randträgern verbunden, während sich die Stäbe der Ebene B diesbezüglich frei verdrehen können. Dies entspricht dem in Wirklichkeit gegebenen Anschluss, da die Schale lediglich an der Unterseite mit den Randträgern verklebt ist. Somit werden zwar Verdrehungen zwischen Randträger und Schale übertragen ($\leftrightarrow M^A$), die gegenseitige Verschiebung der Deckschichten ($\leftrightarrow M^B$) ist jedoch im Rahmen der Schubsteifigkeiten des Verbundquerschnitts möglich. Die Ausmitte des Anschlusses wird durch quasi starre Zwischenstäbe erfasst (siehe Detail, *Bild 26*). Mittels Scheibenelementen ("QUAD"-Elemente) sind die Endquerscheiben abgebildet.

In Übereinstimmung mit [8] werden folgende Materialkenngrößen für das Holz der Lamellen zur Bestimmung der ideellen Steifigkeiten angesetzt:

- $E_0 = 8000$ MPa (E-Modul in Faserrichtung)
- $E_{90} = 300$ MPa (E-Modul in Faserrichtung)
- $G = 481$ MPa (Schubmodul)
- $G_R = 40$ MPa (Rollschubmodul)

Auf einen Meter Schalenbreite bezogen, lauten die ideellen Biege-, Torsions- und Dehnsteifigkeiten der Schale (Index L: Längsrichtung, Q: Querrichtung):

$$B_L^A = \sum_{i=1}^n (E_{L,i} \cdot I_{L,i}^A) = \frac{0,00423^3}{12} \cdot (2 \cdot 300 + 8000) = 5,42 \cdot 10^{-5} \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

$$B_L^B = \sum_{i=1}^n (E_{L,i} \cdot d_i \cdot z_{si}^2) = 2 \cdot 300 \cdot 0,00423^3 = 4,54 \cdot 10^{-5} \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

$$D_L^C = \sum_{i=1}^n (E_{L,i} \cdot A_{L,i}) = 0,00423 \cdot (2 \cdot 300 + 8000) = 36,378 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$B_Q^A = \frac{0,00423^3}{12} \cdot (2 \cdot 8000 + 300) = 1,03 \cdot 10^{-4} \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

$$B_Q^B = 2 \cdot 8000 \cdot 0,00423^3 = 1,21 \cdot 10^{-3} \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

$$D_Q^C = 0,00423 \cdot (2 \cdot 8000 + 300) = 68,949 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$B_{yy}^A = \sum_{i=1}^n G_{yy,i} \cdot \frac{d_i^3}{6} = 3 \cdot 481 \cdot \frac{0,00423^3}{6} = 1,82 \cdot 10^{-5} \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

$$B_{yy}^B = \sum_{i=1}^n (2 \cdot G_{yy,i} \cdot z_{si}^2 \cdot d_i) = 4 \cdot 481 \cdot 0,00423^3 = 1,46 \cdot 10^{-5} \frac{\text{MNm}^2}{\text{m}}$$

Die einzelnen Lamellen sind mit 13 mm langen "stationer pins" verbunden, welche in etwa Flachkopfnägeln der Größe 9 x 13 entsprechen. Die Angaben bezüglich des Nagelbildes sind in den Quellen sehr allgemein gehalten. Deshalb wird in Anlehnung an die in [8] angeführten, empirisch ermittelten Steifigkeitswerte für die Schubsteifigkeit des Schalenelements bezüglich Scheibenschub näherungsweise folgender Wert angesetzt (lineares Materialverhalten):

$$D_{yy} = 0,33 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Bei gegebenen Trägerabständen (e_Q und e_L) werden daraus die hier mit B_z bezeichneten Biegesteifigkeiten der Roststäbe bezüglich Querbiegung bestimmt.

$$B_{z,L}^{Stab} = \frac{e_Q \cdot e_L^2}{6} \cdot D_{sy} = \frac{0,03979 \cdot 0,03837^2}{6} \cdot 0,33 = 3,22 \cdot 10^{-6} \text{ MNm}^2$$

$$B_{z,Q}^{Stab} = \frac{e_Q^2 \cdot e_L}{6} \cdot D_{sy} = \frac{0,03979^2 \cdot 0,03837}{6} \cdot 0,33 = 3,34 \cdot 10^{-6} \text{ MNm}^2$$

Da Vergleiche mit den Versuchsergebnissen beabsichtigt sind, wird hier auf die nach [N4] für Tragfähigkeitsnachweise notwendigen Abminderungen des Verschiebungsmoduls verzichtet und ein charakteristischer Verschiebungsmodul pro Nagel und Scherfuge von $k_{scr}=0,2 \text{ MN/m}$ festgelegt. Für die auf die Fläche bezogene Fugensteifigkeit \bar{c} gilt mit der gegebenen Nageldichte (3120 Nägel/m²):

$$\bar{c} = \frac{\sum k_{scr}}{A} = \frac{0,200 \cdot 3120}{1} = 624 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

Mit diesem Wert wird die Ersatzschubsteifigkeit (bezüglich Biegeschub) S bestimmt:

$$\frac{1}{S_L} - \frac{1}{S_Q} - \frac{1}{0,00846^2} \cdot \left[\frac{0,00423}{40} + \frac{0,00423}{481} + \frac{2}{624} \right] \Rightarrow S \approx 0,022 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Die für die Randträger angesetzten Steifigkeitskennwerte werden mit folgenden „durchschnittlichen“ Werten belegt:

$$E_0 = 11000 \text{ MPa}; \quad G = 400 \text{ MPa};$$

Bezüglich der Steifigkeiten der Endquerscheiben aus Schichtholz werden folgende Annahmen getroffen:

$$E_0 = E_{90} = 5000 \text{ MPa}; \quad G = 500 \text{ MPa};$$

7.3 Berechnung und Vergleich der Ergebnisse

Es werden sowohl eine Variante mit „voller“ Drillsteifigkeit, als auch eine Variante, bei der die Drillsteifigkeit vernachlässigt wird ($B_{xy} \rightarrow 0$), untersucht. Die Last-Verformungs-Kurven sind in *Bild 28*, die verschobene Struktur mit *Bild 27* gezeigt. Die Traglastiteration endet bei einer Laststufe (Systemversagen) von $p=3,81 \text{ kN/m}^2$ (bzw. $3,74 \text{ kN/m}^2$ für $B_{xy} \rightarrow 0$), während im Versuch das Versagen bei $p=2,39 \text{ kN/m}^2$ (Materialversagen) einsetzte. Wie man sieht, ist der Einfluss der Torsions-

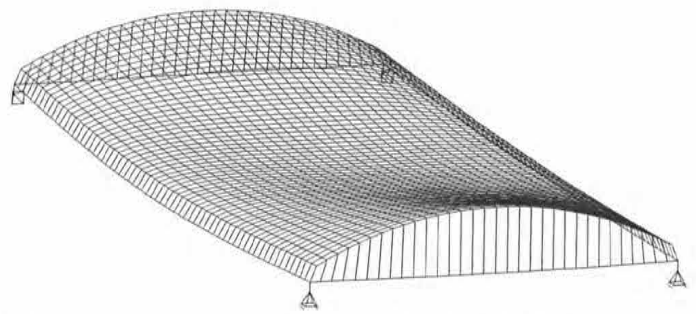


Bild 27: Verschobene Struktur (Darstellung überhöht) der genagelten Schale bei Erreichen der Traglast ($p=3,81 \text{ kN/m}^2$) in der Perspektive

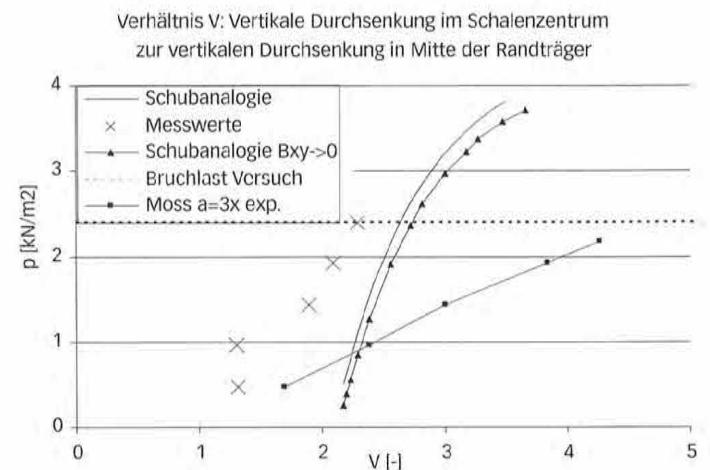


Bild 29: Vergleich der Verhältniswerte V für die Durchsenkung im Schalenzentrum zur Durchsenkung in Mitte der Randträger

steifigkeit gering. Zum Vergleich sind die in [8] angegebenen Messwerte eingetragen. Die Ergebnisse der Berechnungen nach [8] variieren stark in Abhängigkeit von der angesetzten Materialfunktion. Stellvertretend sind die Werte der Version, welche die Versuchsergebnisse für die Verschiebung in Schalenmitte am besten beschreibt („A=3x exp.“), in *Bild 28* mit aufgenommen.

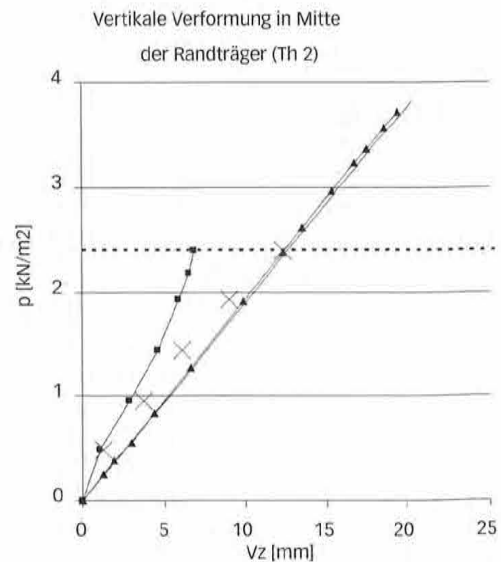
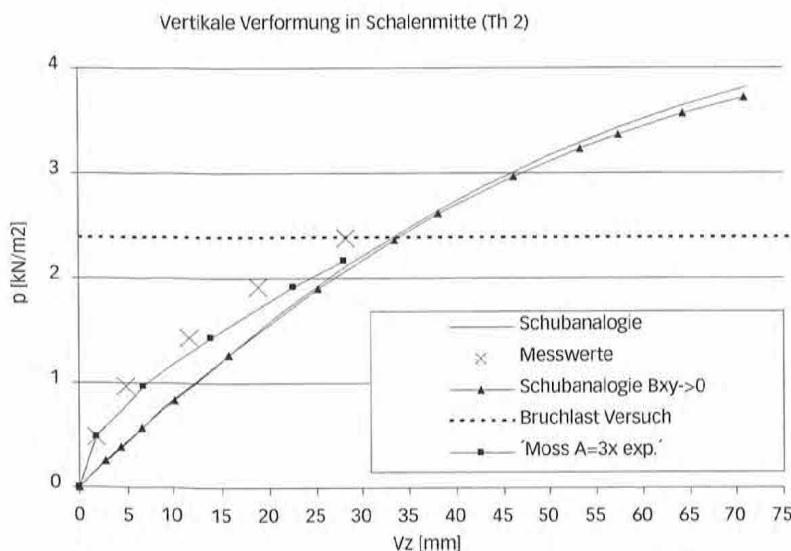


Bild 28: Vergleich der vertikalen Verschiebungen im Mittelpunkt der genagelten Schale und in Mitte der Randträger (Messwerte nach [8], betrachteter Randträger: „west edge beam“)

Vom prinzipiellen Verlauf passt die Last-Verformungs-Kurve nach der Schubanalgie relativ gut zu den Messwerten, auch wenn die berechneten Werte ein „weicheres“ Verhalten der Tragstruktur zeigen. Die Rechenergebnisse nach [8] weisen bezogen auf die Schalenmitte ebenfalls eine gute Übereinstimmung auf, bezogen auf die Durchsenkung in Mitte der Randträger weichen sie etwas ab. Auffallend ist diese Differenz vor allem, wenn der Verhältniswert aus den Ergebnissen in Schalenmitte zu den Ergebnissen in Mitte der Randträger betrachtet wird. Anhand von *Bild 29* wird diese Tatsache verdeutlicht. Während die Verhältniswerte nach der Schubanalgie tendenziell zum Verhältnis der Messwerte passen, zeigt die entsprechende Relation für die Ergebnisse nach [8] einen deutlich flacheren Verlauf. Es ist anzunehmen, dass die Art der Erfassung des nachgiebigen Verbundes der einzelnen Lagen eine bedeutende Ursache für diese Diskrepanz ist.

Im Allgemeinen kann festgehalten werden, dass die Trägerrostberechnung mit dem Drei-Ebenen-Modell der Schubanalgie eine gute Übereinstimmung mit dem Verformungsverhalten der realen Struktur zeigt. Eine ausführliche Beschreibung der Vergleichsrechnung mit Angabe von Schnittgrößen und Spannungsverläufen ist in [12] zu finden. Dabei wurde auch die „geklebte Schale“, für die mit [11] weitere, numerisch ermittelte Vergleichswerte vorliegen, untersucht. Hier ist eine sehr gute Konvergenz der Ergebnisse festzustellen.

8 Fehlerquellen und Kontrollen

Grundvoraussetzung für numerische Berechnungen gemäß der Schubanalgie ist, dass die verwendete Software die Einflüsse infolge Schubdeformation berücksichtigt. Da die beschriebenen Berechnungsläufe oft nicht zu den Standardanwendungen gehören, muss auf die grundsätzlich notwendige Plausibilitätskontrolle besonderes Augenmerk gerichtet werden. Sehr hilfreich ist es, die Funktion des Rechenprogramms bzw. die Umsetzung der Eingabe vorab mittels einfacher Testrechnungen zu überprüfen. Dabei sind vor allem folgende Fragen kritisch zu beantworten:

- Werden die eingegebenen Steifigkeiten (incl. Schubsteifigkeit) richtig umgesetzt?
- Sind die Verschiebungen der entsprechenden Knoten der ideellen Ebenen gleich?
- Können sich die entsprechenden Knoten von Ebene A und B unabhängig voneinander verdrehen?

Sinnvoll sind im Rahmen dieser Überprüfung Untersuchungen von Grenzwerten durch Variation der Eingabe (z.B.: $S \rightarrow 0$; $S \rightarrow \infty$;). Zur Beurteilung der Ergebnisse können folgende Kriterien herangezogen werden:

- Sind die ausgegebenen Schnittgrößen plausibel? (z.B.: $Q^A + Q^B = Q$; $M^A + M^B = M$)
- Sind für $S \rightarrow 0$ die Knotenverdrehungen plausibel? ($\phi^A \neq \phi^B$)
- Stimmt die Lösung für $S \rightarrow 0$ mit der für „losen Verbund“ überein?
- Stimmt die Lösung für $S \rightarrow \infty$ mit der für „starrten Verbund“ überein?

Treten bei den Rechnungen Abweichungen auf, so ist dies erfahrungsgemäß die Folge eines „Eingabefehlers“ wie z.B.:

- Fehler bei der Material- bzw. Querschnittseingabe (Achtung: Einheiten! Zehnerpotenzen!)
- Schubsteifigkeit: Abweichungen z.B. durch einen programmseitig automatisch angesetzten Korrekturfaktor für die Schubfläche (i.d.R.: $\kappa=1,2$).
- Die Funktion „Schubverformungen berücksichtigen“ ist nicht aktiviert (muss je nach Software explizit eingegeben werden).
- Versehentliche Kopplung der Verdrehung
- Numerische Probleme und Instabilitäten beim Ansatz von sehr großen Steifigkeiten bzw. sehr großen Steifigkeitsunterschieden sowie programmseitige Probleme bei der Multiplikation von sehr kleinen mit sehr großen Zahlen (z.B.: Bestimmung der Steifigkeiten)
- Programmseitige Probleme bei der Umsetzung „unüblicher“ Werte für Elastizitäts- und Schubmodul.

9 Zusammenfassung

Die Schubanalgie ist ein Näherungsverfahren, das für Zweipunkt- und symmetrische Dreipunktquerschnitte die theoretisch exakte Lösung liefert. Für Verbundquerschnitte aus lauter identischen Teilen mit identischen Fugensteifigkeiten sind die Abweichungen im Rahmen der üblichen vereinfachenden Annahmen gering. Für praxisübliche Steifigkeitsverhältnisse fällt auch der Fehler bezüglich des maximal vorhandenen Fugenschubes relativ gering aus und liegt im Hinblick auf eine Bemessung auf „der sicheren Seite“. Für Verbundquerschnitte mit unsymmetrischem Aufbau ist die Eignung des Verfahrens zur Erfassung des realen Spannungs-Dehnungs-Zustandes stark von den anliegenden Steifigkeitsverhältnissen abhängig. Auf Grund der Vielzahl der Parameter sind hier allgemeingültige Aussagen zur erreichbaren Genauigkeit kaum möglich. Die Eignung der Theorie kann in solchen Fällen mittels Vergleichsbetrachtungen abgeschätzt werden. Für Berechnungen nach Theorie zweiter Ordnung wird empfohlen, eine gesonderte Ebene zur Abtragung der Normal- bzw. Membrankräfte einzusetzen. Bei der Generierung der Struktur reicht dabei eine Unterteilung Knicklänge in fünf Abschnitte aus, um die Knicklast mit einer maximalen Ungenauigkeit von 5 % erfassen zu können. In Bezug auf das Torsions-tragverhalten sind die Unsicherheiten der Eingangsgrößen besonders zu beachten, weshalb zur Abschätzung der Verhältnisse ergänzende Grenzwertbetrachtungen angebracht sind.

10 Bezeichnungen

m_x^A	Eigenanteil am Biegemoment in x-Richtung, bezogen auf 1 m Breite	[MNm/m]	S_{xz}^B	Schubsteifigkeit Ebene B pro m Breite, Schnittpuffer X Richtung Z (Querkraftschub)	[MN/m]
$t_{i,i+1}$	Schubfluss an der Fuge zwischen Schicht i und Schicht i+1	[MN/m]	D_x^A	Dehnsteifigkeit Ebene A in x-Richtung, bezogen auf 1 m Breite	[MN/m]
E_{xi}	Elastizitätsmodul der Schicht i in x-Richtung	[MN/m ²]	n	Anzahl der Schichten einer Schichtplatte	[-]
$\bar{c}_{i,i+1}$	Schubsteifigkeit der Verbindung der Schicht i mit der Schicht i+1, auf 1m Länge	[MN/m ²]	d	Dicke Platte bzw. des Gesamtquerschnitts	[m]
\bar{c}	Schubsteifigkeit der Verbindung, auf 1 m ² Fläche	[Mm ³]	d_i	Dicke der Schicht i einer Schichtplatte bzw. eines Teilelements i	[m]
γ_{ers}	Über die Querschnittshöhe konstante Ersatzgleitung	[rad]	$z_{0,s}$	Mit dem E-Modul gewichteter Schwerpunkt des Verbundquerschnitts	[m]
u_i	Verschiebung des Schwerpunktes von Schicht i	[m]	z_{Si}	Abstand der Schwerlinie der Schicht i vom gewichteten Schwerpunkt $z_{0,s}$	[m]
$\Delta u_{i,i+1}$	Differenz der Schwerpunktverschiebungen von Schicht i und Schicht i+1	[m]	z_i	z-Koordinate bezogen auf die Schwerlinie der Schicht i	[m]
κ	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Schubspannungsverlaufs	[-]	a	Schwerpunktstabstand der beiden Randquerschnitte bzw. Deckschichten	[m]
I_x^B	Steineranteil des Trägheitsmoments in x-Richtung	[m ⁴]	σ_{xi}^{Ro}	Normalspannung der Schicht i in x- Richtung am oberen Rand	[MN/m ²]
B	Biegesteifigkeit, (bei Platten: bezogen auf 1m Breite)	[MNm ² /m]	$SE_{i,o}$	Mit den E-Moduli gewichtetes Statisches Moment, oberer Schichtrand Schicht i	[MNm]

11 Literatur

- [1] Hartmann, H.; Kneidl, R. :
Träger mit nachgiebigem Verbund, Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen
In: Bauen mit Holz; Nr.: 04/1995, Seiten: 285-290.
- [2] Hartmann, H.:
Die Berücksichtigung elastisch plastischer Verformungseigenschaften mechanischer Verbindungsmittel bei Verbundkonstruktionen im Ingenieurholzbau
Dissertation; TU-München; 2000.
- [3] Heimeshoff, B.:
Näherungsverfahren zur Berechnung von Einfeldträgern mit Kragarm und Zweifeldträgern, die aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, im Ingenieurholzbau
In: Holz als Roh- und Werkstoff; 49 (1991), Seiten: 277-285.
- [4] Kreuzinger, H.:
Die Holz-Beton-Verbundbauweise
In : Fachtagung Holzbau 1999-2000, Holzbau für das neue Jahrhundert;
Informationsdienst Holz, 2000, Seiten 70-83.
- [5] Kreuzinger, H.:
Verbundkonstruktionen
In: Holzbaukalender 2002, 1. Jahrgang; Karlsruhe, Bruderverlag 2001; Seiten 598-621.
- [6] Kreuzinger, H.; Scholz, A.:
Flächentragwerke - Berechnung und Konstruktion;
AIF Forschungsvorhaben - Schlussbericht, TU-München, November 2003.
- [7] Möhler, K., Hemmer, K.:
Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Nadelvoll- und Brettschichtholz bei Torsionsbeanspruchung
In: Holz als Roh und Werkstoff; 35 (1977), Seiten: 437-478.
- [8] Moss, P. J.; Carr, A. J.; Cree-Brown, N. C.:
Nonlinear layered timbered shells
In: Journal of the Structural Division; Vol. 105 (1979), Nr.: ST 10, pp.: 2019-2033.
- [9] Moss, P. J.; Walford, G. B.:
Tests on nailed and glued layered timber cylindrical shells
In: Journal of the Structural Division; Vol. 106 (1980), Nr.: ST 1, pp.: 247-263.
- [10] Schelling, W.:
Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau
Dissertation; Universität (TH) Karlsruhe; 1968.
- [11] Schickhofer, G.:
Starrer und nachgiebiger Verbund bei geschichteten flächenhaften Holzstrukturen
Dissertation; Technische Universität Graz; 1994.
- [12] Scholz, A.:
Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz
Dissertation; TU-München; 2004.
- [13] Stamm, K.; Witte, H.:
Sandwich Konstruktionen
1. Auflage; Wien: Springer Verlag, 1974.
- [14] Timoshenko, S.; Goodier, J. N.:
Theory of elasticity;
2. Aufl. New York: McGraw-Hill, 1951.
- [N1] DIN 1052:
Holzbauwerke
04.88. Berlin: Beuth-Verlag, 1988.
- [N2] DIN 1052: „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau“
2004-08
Beuth Verlag, Berlin 2004

Dr.-Ing. Rainer Görlacher



Lehrstuhl für Ingenieurholzbau
und Baukonstruktionen
76128 Karlsruhe
Tel.: 0721 608-3646
Fax: 0721 698-116
E-Mail: Rainer.Goerlacher@holz.uka.de

- | | |
|-----------|--|
| 1953 | Geboren in Villingen/Schwarzwald |
| 1974-1980 | Studium Bauingenieurwesen, Universität Karlsruhe |
| 1980-1985 | wissenschaftlicher Angestellter an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1985-1998 | Mitarbeiter, ab 1991 Teilprojektleiter im Sonderforschungsbereich 315 „Erhalten historisch bedeutender Bauwerke“ |
| 1990 | Promotion zum Dr.-Ing. Thema: „Klassifizierung von Brettschichtholzlamellen durch Messung von Longitudinalschwingungen“ |
| 1992 | Ernennung zum Akademischen Rat an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1996 | Ernennung zum Akademischen Oberrat |

Hintergründe und Anwendung ...

... der Querdrucknachweise nach DIN 1052: 2004

1 Einleitung

Querdruckanschlüsse gehören seit Beginn der Errichtung von Holzkonstruktionen zu den wichtigsten Anschlüssen im Holzbau. Sie können ohne großen Aufwand hergestellt werden und weisen im Gegensatz zu vielen anderen Verbindungen ein äußerst duktilen Verhalten im Versagenszustand auf.

Umso erstaunlicher ist es, dass die Bemessung von Querdruckanschlüssen in verschiedenen Bemessungsnormen sehr unterschiedlich gehandhabt wird. Insbesondere durch die europäische Prüfnorm EN 408, bei der die Querdruckfestigkeit bei Belastung des gesamten Prüfkörpers und nicht wie bisher bei einer Teilflächenbelastung ermittelt wird, ergaben sich hierdurch deutlich reduzierte Werte. Um das bisherige Bemessungsniveau, das sich bewährt hat, zu erhalten, war es notwendig, die Bemessungsregeln zu ändern.

Gleichzeitig versucht man auch, durch Berücksichtigung weiterer geometrischer Größen, den Nachweis für bestimmte Fälle günstiger zu gestalten.

Im Folgenden werden zunächst verschiedene Bemessungsmethoden und neuere Forschungsergebnisse vorgestellt. Danach wird anhand einfacher theoretischer Überlegungen und einiger Versuche ein einfaches, zuverlässiges und wirtschaftliches Verfahren für die Bemessung von Querdruckanschlüssen vorgestellt. Dieses Verfahren hat auch Eingang in die neue DIN 1052 gefunden.

2 Bemessungsregeln

Aus der Erfahrung beim Umgang mit Querdruckanschlüssen ist bekannt, dass kleine Lastaufstandsflächen und ausreichende Überstände beidseits der Aufstandsflächen, wie sie bei Schwellen und Auflagern auftreten können, zu einer, bezogen auf die Aufstandsfläche, höheren Tragfähigkeit führen. Dies wird durch sog. Lasterhöhungsfaktoren (Beiwerte) berücksichtigt.

2.1 DIN 1052, Holzbauwerke – Berechnung und Bemessung, 1988:

Diese Norm beruht auf dem Konzept der zulässigen Spannungen. Um dieses Bemessungskonzept mit dem Bemessungskonzept der Teilsicherheitsfaktoren vergleichbar zu machen, wird angenommen, dass sich die zulässigen Spannungen gegenüber den charakteristischen Festigkeiten um einen pauschalen Sicherheitsbeiwert von 2,4 unterscheiden.

Bei Aufstandsflächen von 14 mm bis 150 mm dürfen bei ausreichendem seitlichen Überstand die Bemessungswerte der Druckfestigkeit um einen Faktor von bis zu 1,8 erhöht werden. Sind keine Überstände vorhanden, sind die Bemessungswerte um 20 % abzumindern. Falls

größere Eindrückungen unproblematisch sind, können die Bemessungswerte um 20 bis 25 % erhöht werden.

2.2 DIN V ENV 1995-1-1 – Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, 1994-06 und NAD

Bei Aufstandsflächen von 15 mm bis 150 mm dürfen bei ausreichendem seitlichen Überstand die Bemessungswerte der Druckfestigkeit um einen Faktor von bis zu 1,8 erhöht werden.

2.3 Eurocode 5 – Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten, Schlussentwurf

Eine Erhöhung der Bemessungswerte in Abhängigkeit von Aufstandsfläche und Schwellenhöhe ist möglich. Weitere Unterscheidungen sind nach Beanspruchungsart (Auflager, Schwelle mit kontinuierlicher und mit Einzellagerung) vorzunehmen. *Tabelle 1* zeigt einen Vergleich der charakteristischen Werte und der Lasterhöhungsbeiwerte nach verschiedenen Bemessungsnormen.

Obwohl in den Bemessungsnormen unterschiedliche Nachweise bei teilweise deutlich unterschiedlichen charakteristischen Festigkeitswerten (Normwerten) geführt werden, liegen die erreichbaren Querdruckfestigkeiten bei kleinen Aufstandsflächen in derselben Größenordnung.

3 Literaturlauswertung

Thelandersson [1] schlägt vor, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Querdruckanschlüssen getrennt zu betrachten. Situationen, bei denen lokale Zerstörungen des Holzes durch Querdruckbeanspruchungen die Standsicherheit einer Konstruktion gefährden, müssen mit hoher Wahrscheinlichkeit verhindert werden. So kann eine übermäßige Querdruckbeanspruchung über der Mittelstütze eines Durchlaufträgers oder am Auflager eines Kragarms die Holzfasern soweit schädigen, dass die Biegespannungen nicht mehr zuverlässig aufgenommen werden können (*Bild 1*). Schwellen, die über ihre gesamte Länge gleichmäßig durch Querdruck belastet werden, können durch seitliches Abrutschen plötzlich versagen, wenn die stabilisierende Wirkung von Überständen beidseits der querdruckbeanspruchten Flächen fehlt. In diesen Fällen sind die Anforderungen einer Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit einzuhalten.

Bei Schwellendruck mit Überstand und bei Auflagerdruck können große Eindrückungen auftreten, ohne dass es zum Versagen der Konstruktion kommt. Hier liegt ein Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vor, der ein weniger hohes Sicherheitsniveau erfordert.

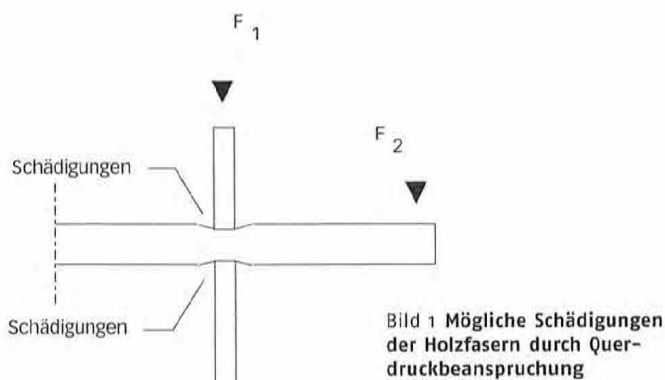
Gehri [2] gibt einen umfassenden Überblick über Literatur und mögliche Lösungsansätze.

Tabelle 1 Querdruckbemessung für C24 (S 10) und GL36h (BS 18)

	$f_{c,90,k}$ N/mm ²		max $k_{c,90}$ -	max $f_{c,90,k}$ N/mm ²	
	C24	GL36h		C24	GL36h
DIN 1052 (1988)	4,8 6,0 ¹⁾	6,0 7,2 ¹⁾	1,8 1,8	8,6 10,8 ¹⁾	10,8 13,0 ¹⁾
DIN V ENV 1995-1-1	5,0	6	1,8	9	10,8
Eurocode 5 (EN 338 bzw. EN 1194)	2,5	3,6	4	10	14,4

¹⁾ mit größeren Eindrückungen ist zu rechnen

Damkilde et al. [3] ermittelten Festigkeitswerte nach EN 1193 für Voll- und Brettschichtholz. Die ermittelten Querdruckfestigkeiten lagen zwischen 2 und 4 N/mm². Die 5%-Fraktile liegt bei 2,3 bis 2,4 N/mm², der mittlere Elastizitätsmodul bei 300 N/mm².



Madsen [4] führte umfangreiche Untersuchungen mit kleinen Aufstandsflächen durch und entwickelte hierfür ein Nachweisverfahren, das weiter unten beschrieben wird.

Weitere Untersuchungen liegen von Leicester [5] und Korin [6] vor.

4 Tragverhalten von Querdruckanschlüssen

Bei Querdruckanschlüssen können bezüglich der Lastausbreitung (Spannungsverteilung) 4 Fälle unterschieden werden (Bild 2).

Fall 1: Hier wird ein definiertes Volumen gleichmäßig (Homogenität vorausgesetzt) beansprucht. Das Versagen, das in einem übermäßigen Zusammendrücken mit seitlichem Ausweichen des Holzes besteht, erfolgt an der schwächsten Stelle. Mit zunehmender Höhe h ist zu erwarten, dass die Tragfähigkeit durch Stabilitätsversagen beschränkt sein wird.

Fall 2 bis 4: Hier tritt lokales Versagen, unabhängig von der Lastausbreitung auf. Auch nach dem lokalen Versagen (übermäßige Eindrückungen auf der Holzoberfläche) sind Laststeigerungen möglich. Ein Mitwirken des Überstandes ist zu erwarten, während die Trägerhöhe keinen Einfluss auf das lokale Versagen hat. Die Zusammendrückungen sind deutlich unterschiedlich, da sie von der Spannungsverteilung abhängen.

5 Versuchsergebnisse

Für einen direkten Vergleich der beschriebenen Fälle wurden einige Versuche durchgeführt:

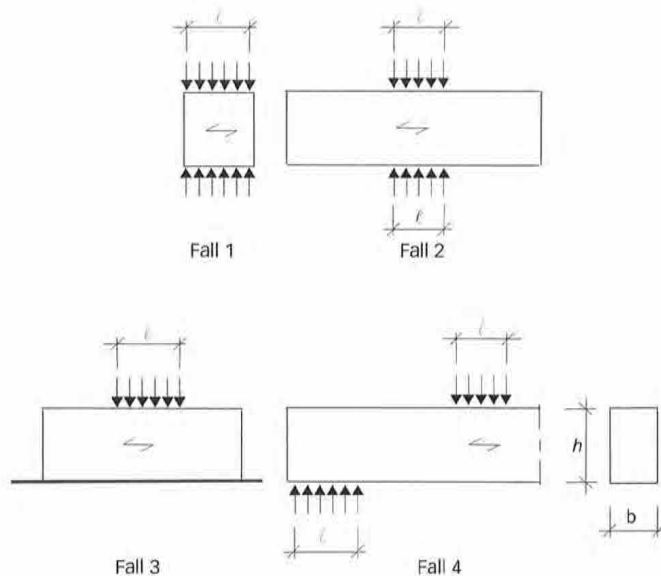


Bild 2 Möglichkeiten der Lasteinleitung rechtwinklig zur Faserrichtung

Fall 1: Insgesamt 18 Prüfkörper: $b \times l \times h = 120 \times 100 \times h$ mm ($h = 50, 100$ und 200 mm), aus Brettschichtholz mit mittlerer Rohdichte von 470 kg/m^3 . Lasteinleitung (120×100 mm) erfolgte über Stahlplatte bzw. Holzstempel.

Fall 2 und 3: Insgesamt 36 Prüfkörper: $120 \times 300 \times h$ mm ($h = 50, 100$ und 200 mm), aus Brettschichtholz mit einer Rohdichte der äußeren Lamellen von 420 kg/m^3 (drei Prüfkörper mit 480 kg/m^3). Lasteinleitungsfläche wie bei Fall 1 mit 120×100 mm, Überstand je 100 mm.

Die Dehnung wurde über die gesamte Prüfkörperhöhe bestimmt (Maschinenweg), die Auswertung erfolgte unter Berücksichtigung der Verformungen aus Versuchseinrichtung (Kalibrierung).

Die Ergebnisse sind exemplarisch in Bild 3 dargestellt. Ähnliche Diagramme wie im rechten Diagramm ergeben sich für $H = 100$ und 50 mm. Während im linken Diagramm (nur Fall 1) die Spannungen und Dehnungen über die Prüfkörperhöhe konstant sind (σ/ϵ - Diagramme), sind sie im rechten Diagramm für die Fälle 2 und 3 über die Prüfkörperhöhe veränderlich.

Aus dem linken Diagramm (a) ist kein unmittelbarer Höheneinfluss ablesbar. Die Ergebnisse liegen im Bereich der für Brettschichtholz in EN 1194 festgelegten charakteristischen Querdruckfestigkeiten von $2,7$ bis $3,6 \text{ N/mm}^2$.

Im rechten Diagramm ist zu erkennen, dass die unterschiedlichen Fälle 1 bis 3 ein deutlich unterschiedliches Tragverhalten zeigen, wenn man die Belastung auf die Aufstandsfläche bezieht und die Dehnung über die gesamte Höhe betrachtet.

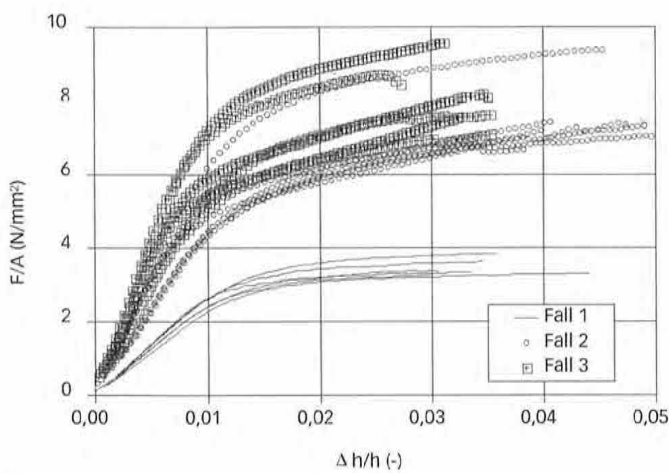
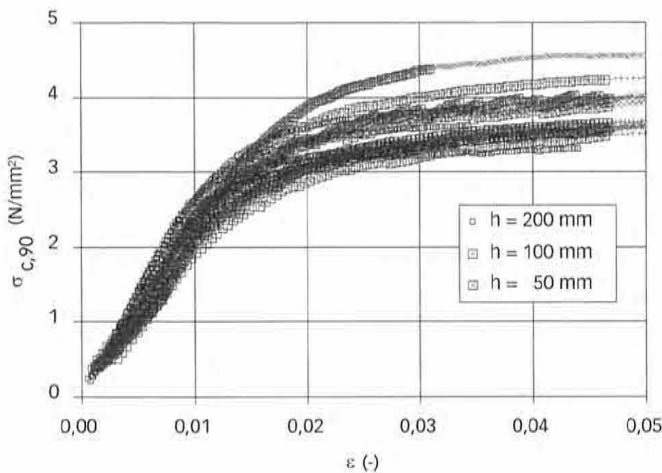


Bild 3 **Spannungs-Dehnungsdiagramme,**
a) Fall 1, H= 50, 100 und 200 mm
b) Fall 1,2 und 3 mit H = 200 mm

Zur weiteren Auswertung der Versuche werden folgende Annahmen getroffen:

Einfluss des Überstandes

Madsen [4] schlägt aufgrund umfangreicher Querdruckversuche an Douglas Fir und Fichte folgenden Querdrucknachweis vor.

$$F_{ult} = A \cdot b \cdot \ell + C \cdot b$$

mit A und C: Konstanten, die von der Eindrückung und der Holzart abhängen

b = Aufstandslänge rechtwinklig zur Faserrichtung (= Breite des Holzes)

ℓ = Aufstandslänge in Faserrichtung

Umgeformt ergibt sich:

$$F_{ult} = A \cdot b \cdot \left(\ell + \frac{C}{A} \right)$$

Dies bedeutet, dass C/A (in mm) als Vergrößerung der Aufstandslänge auf beiden Seiten der querdruckbeanspruchten Fläche interpretiert werden kann.

Für A und B werden in Abhängigkeit von der Eindrückung die Werte in **Tabelle 2** angegeben:

Für die folgende Auswertung wird aufgrund der Versuche von Madsen ein Mitwirken rechts und links von 30 mm angenommen.

Tabelle 2 Zusammenstellung der Werte für A und C für Fichte (nach Madsen [4])

Eindrückung mm	A N/mm ²	C N/mm	C/A mm
1,0	3,5	96	27,4
2,0	4,1	120	29,3
3,0	5,1	142	27,8
4,0	5,4	171	31,7

Einfluss der Spannungsausbreitung im Fall 2 und 3

Der Einfluss der Spannungsausbreitung wird wie in **Bild 4** für den Fall 3 untersucht. Fall 2 entspricht Fall 3 mit halber Höhe.

Annahme: Spannungsausbreitung unter 45°:

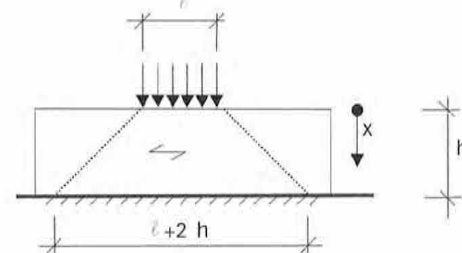


Bild 4 **Spannungsausbreitung bei Querdruckbeanspruchung (Fall 3)**

$$\sigma(x) = \frac{F}{\ell \cdot b + 2 \cdot x \cdot b}$$

Gesamtverformung $\Delta h_{(Fall\ 3)}$

$$\Delta h_{(Fall\ 3)} = \int_0^b \frac{\sigma(x)}{E_{90}} dx$$

eingesetzt und umgeformt:

$$\Delta h_{(Fall\ 3)} = \frac{F}{2 \cdot b \cdot E_{90}} \ln \left(2 \cdot \frac{b}{\ell} + 1 \right) = \frac{F \cdot b}{\ell \cdot b \cdot E_{90}} \left[\frac{\ell}{2 \cdot b} \ln \left(2 \cdot \frac{b}{\ell} + 1 \right) \right] = \Delta h_{(Fall\ 1)} \cdot \xi$$

$\Delta h_{(Fall\ 1)}$ entspricht der Zusammendrückung bei einer über die Höhe konstanten Spannung. $\xi < 1$ berücksichtigt den Einfluss der Spannungsausbreitung auf die Dehnung.

Zur Darstellung der Ergebnisse aus den Schwellenversuchen in einem σ - ϵ - Diagramm wurden somit die gemessenen Verformungen durch ξ dividiert. Fall 3 entspricht Fall 2 mit halber Trägerhöhe.

In **Bild 5** sind die mit o.a. Annahmen ausgewerteten Spannungs-Dehnungsdiagramme der durchgeführten Versuche mit unterschiedli-

Tabelle 3 ξ -Werte zur Berücksichtigung der Spannungsausbreitung

ℓ mm	h mm	Fall 2	Fall 3
100	200	0,402 ^{b)}	0,549
100	100	0,549	0,693
100	50	0,693	0,811

^{b)} in der vorliegenden Auswertung wurde mit 0,441 gerechnet, da Lastausbreitung nicht „vollständig“

chen Höhen (200, 100 und 50 mm) dargestellt. Es zeigt sich, dass durch die Berücksichtigung des Mitwirkens der Überstände und der Spannungsausbreitung alle Diagramme einen ähnlichen Verlauf aufweisen. Die unterschiedlichen Fälle der Lasteinleitung und die unterschiedlichen Höhen werden somit durch das beschriebene Rechenmodell sehr gut erklärt.

Fall 4: Hier liegen aus verschiedenen Untersuchungen Versuchsergebnisse vor, die in **Tabelle 4** zusammengestellt sind. Die Spannungs-Dehnungsdiagramme in **Bild 6** wurden unter Berücksichtigung des Überstandes (ein- oder beidseitig) erstellt. Bei der Spannungsausbreitung wurde davon ausgegangen, dass sie über die Messlänge näherungsweise konstant ist ($\xi=1$). Dies ist vertretbar, da die Messlänge in allen Fällen kleiner (oder gleich) der halben Trägerhöhe war. Bestätigt wird diese Annahme durch die Anfangssteigung der Kurven, die derjenigen von Fall 1 (konstante Spannungsverteilung über die Höhe) entspricht.

6 Bemessungsvorschlag

Für die Ermittlung der wirksamen Querschnittsfläche A_{ef} darf das Maß der tatsächlichen Aufstandsänge ℓ in Faserrichtung an jedem Rand n um bis zu 30 mm, jedoch nicht mehr als ℓ , verlängert werden.

$$A_{ef} = (\ell + \min\{a_{\text{links}}; \ell; 30 \text{ mm}\} + \min\{a_{\text{rechts}}; \ell; 30 \text{ mm}\}) \cdot b$$

Dabei sind a_{links} bzw. a_{rechts} die tatsächlichen Überstände über die Aufstandsfläche hinaus.

Der Tragfähigkeitsnachweis

$$f_{c,90,d} \geq \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

ist immer dann zu führen, wenn Versagen auftreten kann (z.B. bei

Belastungen ohne Überstand, d.h. $a = 0$, oder bei Querschnitt über Stützen, da hier eine geschädigte Oberfläche die Biegetragfähigkeit reduziert.

In allen anderen Fällen wird ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis als ausreichend erachtet. Ab einer Dehnung von 1 bis 2 % nehmen die Verformungen überproportional zu. Diese Dehnung entspricht näherungsweise den Querschnittsdehnungen, wie sie in EN 338 bzw. EN 1194 festgelegt sind. Hierbei entstehen auch lokale Schäden, die jedoch nicht direkt zum Versagen des Tragwerks führen, aber mit ausreichender Sicherheit (seltene Bemessungskombination) zu vermeiden sind. Dies wird somit als der Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit angenommen.

Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis lautet also:

$$\frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M \cdot k_{mod}} \geq \frac{F_{c,90,d}(\text{serv.})}{A_{ef}} \text{ mit } \gamma_M = 1,0$$

Für die charakteristische seltene Kombination beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis gilt die Kombinationsregel

$$F_{c,90,d}(\text{serv.}) = \sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j>1} \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

während die Kombinationsregel beim Tragfähigkeitsnachweis

$$F_{c,90,d}(\text{ult}) = 1,35 \sum G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + \sum_{j>1} 1,5 \psi_{0,j} Q_{k,j}$$

lautet. Bei überwiegend ständig wirkenden Lasten, die bei Querschnittbeanspruchungen im Laufe der Zeit zu großen Eindrückungen führen können, unterscheiden sich die Belastungen aus diesen beiden Kombinationsregeln etwa um den Faktor 1,35.

Weiterhin unterscheiden sich der Tragfähigkeitsnachweis und der Gebrauchstauglichkeitsnachweis durch den Sicherheitsbeiwert γ_M , der

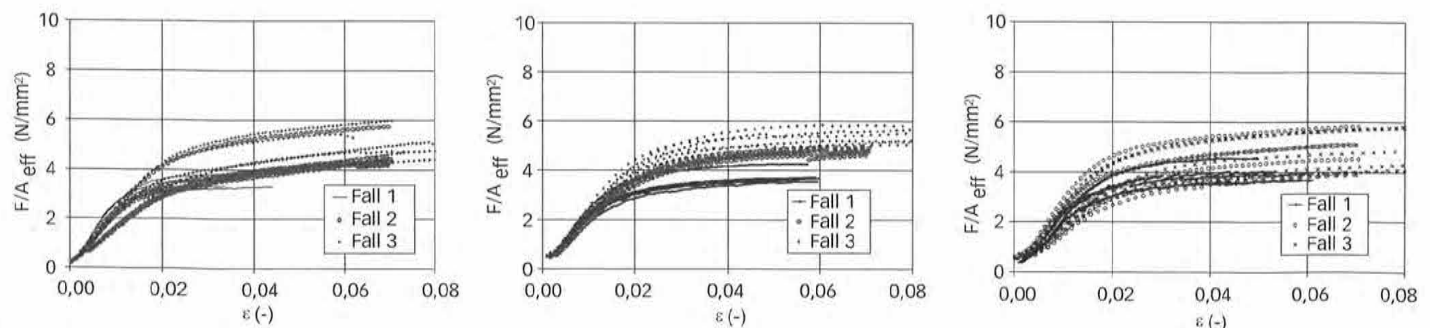


Bild 5 Spannungs-Dehnungsdiagramme für Versuche mit $H = 200, 100$ und 50 mm

Tabelle 4 Zusammenstellung der einzelnen Versuchsreihen (Fall 4)

	Anzahl der Versuche	h mm	b mm	l mm	Messlänge mm
Reihe 1	6	320	120	120	160
Reihe 2	4	630	120	240	315
Reihe 3	4	700	220	280	350
Reihe 4	5	1000	100	80	150
Reihe 5	10	540	120	90	160

im Falle des Tragfähigkeitsnachweises zu 1,3, sonst zu 1,0 anzunehmen ist.

Damit lässt sich der Gebrauchstauglichkeitsnachweis in der Form des Tragfähigkeitsnachweises formulieren mit:

$$f_{c,90,d} \geq \frac{F_{c,90,d}(ult.)}{1,35 \cdot 1,3 \cdot A_{ef}}$$

bzw.

$$f_{c,90,d} \cdot k_{c,90} \geq \frac{F_{c,90,d}(ult.)}{A_{ef}} \text{ mit } k_{c,90} = 1,35 \cdot 1,3 = 1,75$$

Zur Vereinfachung wird also der Gebrauchstauglichkeitsnachweis als Tragfähigkeitsnachweis geführt, wobei die Querdruckfestigkeiten mit einem Querdruckbeiwert von 1,75 multipliziert werden dürfen.

Diese Ergebnisse wurden aus Versuchen mit Brettschichtholz abgeleitet. Vollholz wird sich, bedingt durch den Jahrringverlauf, unter Querdruckbeanspruchung ungünstiger verhalten. Daher wird für Vollholz nur ein Querdruckbeiwert von 1,5 empfohlen.

Da bei Schwellendruck (Fall 2 und 3) im Gegensatz zum Auflagerdruck (Fall 4) größere Zusammendrückungen auftreten, wird empfohlen, den Querdruckbeiwert bei Schwellendruck um 0,25 gegenüber dem Auflagerdruck zu reduzieren. Daraus ergeben sich schließlich folgende Querdruckbeiwerte $k_{c,90}$:

- $k_{c,90} = 1,0$ wenn ein Tragfähigkeitsnachweis zu führen ist
- $k_{c,90} = 1,25$ für Vollholz bei Schwellendruck (Fall 2 und 3)
- $k_{c,90} = 1,50$ für Vollholz bei Auflagerdruck (Fall 4) und für Brettschichtholz bei Schwellendruck
- $k_{c,90} = 1,75$ für Brettschichtholz bei Auflagerdruck (Fall 4)

Ist der Abstand l_1 zwischen zwei benachbarten Teilflächenbelastungen kleiner als die doppelte Schwellenhöhe, ist ein Tragfähigkeitsnachweis zu führen ($k_{c,90}=1,0$). Da noch zu wenige Versuchsergebnisse vorliegen, sollte die Kontaktlänge bei Auflagerdruck 400 mm nicht überschreiten.

7 Zusammenfassung

Anhand von Versuchsergebnissen und theoretischen Überlegungen wurde der in der neuen DIN 1052 festgelegte Querdrucknachweis entwickelt. Dieser Nachweis berücksichtigt in einfacher Weise die Mitwirkung von Überständen beidseits der Querdruckfläche durch eine fiktive Vergrößerung der Aufstandsfläche um bis zu 30 mm an jedem Rand. Da bei Auflager- oder Schwellendruck kein unmittelbares Versagen eintritt, genügt hier ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis, der vereinfachend als Tragfähigkeitsnachweis mit erhöhten Bemessungsfestigkeiten geführt wird. Drei unterschiedliche Querdruckbeiwerte werden verwendet, die lediglich vom Baustoff (Voll- oder Brettschichtholz) und der Belastungsart (Auflager- oder Schwellendruck) abhängen. Werden diese Querdruckbeiwerte ausgenutzt, ist jedoch mit größeren Eindrückungen zu rechnen.

8 Literatur

- [1] Thelandersson S. and Mårtensson A., „Design Principles for Timber in Compression Perpendicular to Grain“ Proceedings of the CIB-W-18, Paper -30-20-1
- [2] Gehri E., „Timber in compression perpendicular to the grain“, International Conference of IUFRO S 5.02 Timber Engineering, Copenhagen, Denmark 1997
- [3] Damkilde L., Hoffmeyer P. and Pedersen T.N., „Compression Strength Perpendicular to Grain of Structural Timber and Glulam“, Proceedings of the CIB-W-18, Paper 31-6-4
- [4] Madsen B., „Behaviour of Timber Connections“, Timber Engineering Ltd. Vancouver, Canada, 2000
- [5] Leicester R.H., Fordham H. and Breitingner H., „Bearing Strength of Timber Beams“ Proceedings of the CIB-W-18, Paper 31-6-5
- [6] Korin U., „Timber in Compression Perpendicular to Grain“, Proceedings of the CIB-W-18, Paper - 23-6-1

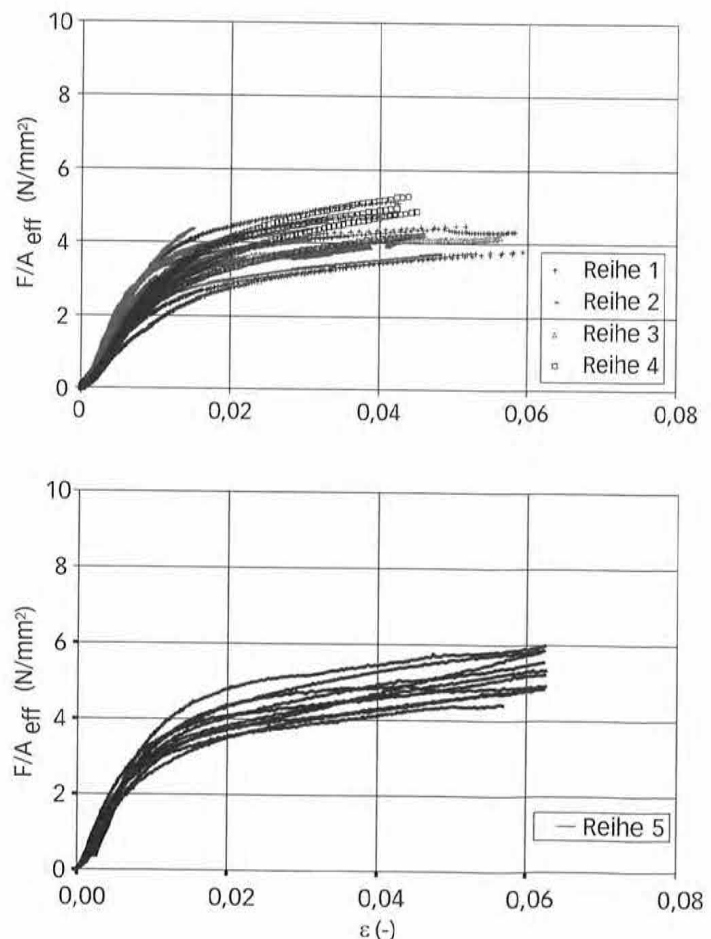


Bild 6 Spannungs-Dehnungsdiagramme für Auflagerversuche (Fall 4)

Dipl.-Ing. Otto Eberhart



Blaß & Eberhart
Ingenieurbüro für Baukonstruktionen
Auer Straße 1
76227 Karlsruhe
Tel.: 0721 490288-0
E-Mail: eberhart@ing-bue.de

- 1956 geboren in Tübingen
- 1978 - 1985 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe (TH)
- 1985 Diplomprüfung
- 1985 - 1990 Wissenschaftlicher Angestellter an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH); Abteilung Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
- WS 87/88 - SS 88 Lehrbeauftragter an der Berufsakademie Mosbach; "Vorlesungen und Übungen in Fertighaus- und Ingenieurholzbau"
- WS 88/89 - SS 89 Lehrbeauftragter an der Berufsakademie Mosbach; "Vorlesungen und Übungen in Technischer Mechanik"
- 1990 - 1991 Tragwerksplaner in einem Ingenieurbüro mit den Schwerpunkten Gerüstbau und dynamische FEM-Untersuchungen
- 1991 - 1995 Tragwerksplaner in einem Holzleimbaubetrieb
- 1995 - 1997 Wissenschaftlicher Angestellter an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH); Abteilung Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
- Seit 1997 Mitbegründer und Partner bei Blaß & Eberhart, Ingenieurbüro für Baukonstruktionen

Bemessung von stiftförmigen Verbindungen ...

... durch Zwischenlagen hindurch

1 Einleitung

Bei Verwendung der Bemessungsvorschriften der bauaufsichtlich eingeführten und derzeit gültigen Normen DIN 1052-1 [1] und DIN 1052-2 [2] dürfen Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, die rechtwinklig zu ihrer Achse beansprucht werden, keine Zwischenschicht oder einen Abstand zwischen den Bauteilen aufweisen. Die Bemessungsvorschriften für Stabdübel- und Bolzenverbindungen, Nagelverbindungen, Klammerverbindungen und Holzschraubenverbindungen gelten nur unter der Annahme eines direkten Kontaktes zwischen den zu verbindenden Bauteilen.

Obwohl diese Tatsache allgemein bekannt ist, werden die Bestimmungen der Norm häufig nicht eingehalten. So wird zum Beispiel im Holztafelbau bei der Befestigung der im Werk vorgefertigten Wandelemente der vorgesehene Stahlwinkel durch die Beplankung hindurch auf die Stiele befestigt.

Die neue DIN 1052 [3] bietet nun die Möglichkeit, solche Anschlüsse bzw. Verbindungen zuverlässig zu berechnen. Der Schlüssel dafür liegt in einem unscheinbar wirkenden Satz, der zu Beginn des Abschnittes 12.2 unter 12.2.1 Allgemeines zu finden ist:

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

Damit darf und kann die Tragfähigkeit von solchen Verbindungen mit Zwischenschichten in Anlehnung an die Theorie von Johansen [4] ermittelt werden.

Da die ermittelten Bemessungsformeln allgemeingültig sind, bietet sich ab sofort die Möglichkeit Zwischenschichten aus beliebigen Materialien zu berücksichtigen, sofern deren Lochleibungsfestigkeit bekannt ist. Mit dem vorliegenden Beitrag soll dies sowohl in einer kurzen theoretischen Herleitung als auch durch eine praktische Aufarbeitung und Beispiele erläutert werden.

2 Augenblickliche Situation

Gerade im Holztafelbau ist ein normgerechter Anschluss, wie in **Bild 1** dargestellt, immer seltener anzutreffen. Sehr häufig wird der Zuganker bzw. der Anschlusswinkel, wie in **Bild 2** gezeigt, durch die Holzwerkstoffplatte/Beplankung hindurch angeschlossen. Ein Anschluss wie in **Bild 2** kann nach DIN 1052-2: 1988-04 nur bemessen werden, indem zunächst der Anschluss Stahlblech / Holzwerkstoffplatte und dann der Anschluss Holzwerkstoffplatte / Ständer mit einem anderen



Bild 1: Anschluss eines Zugankers nach Norm



Bild 2: Anschluss von Zugankern mit Zwischenschicht

Verbindungsmittel nachgewiesen wird. Selbst wenn diese Vorgehensweise eingehalten wird, können viele Verbindungen nicht bemessen werden, da die erforderlichen Mindestdicken für die Holzwerkstoffplatten nicht vorhanden sind. So sind z.B. für einen Nagel $\varnothing 4,0$ mm die Mindestdicken für Bau-Furniersperrholz 12,0 mm und für Flachpressplatten, mittelharte Holzfaserverplatten und OSB-Platten 18,0 mm. Der letztere Wert darf auf bis zu 12,0 mm verringert werden, wenn die zulässige Nagelbelastung entsprechend reduziert wird.

In den Erläuterungen zu DIN 1052 [5] wird im Kapitel der Stabdübel- und Bolzenverbindungen (E 5.8) die Problematik einer Zwischenschicht angesprochen und ein vereinfachtes Bemessungsverfahren gezeigt, welches streng genommen nur bei Stabdübel- und Bolzenverbindungen angewandt werden darf (Gleichungen (5.1) und (5.2) der Erläuterungen). Dieses Verfahren wird nachfolgend für einen Anschluss wie in **Bild 2** dargestellt gezeigt.

Bei dem Anschluss eines Stahlwinkels ($t = 3,0$ mm) durch eine 15 mm dicke OSB-Platte mit Sondernägeln III $\varnothing 4,0 \times 50$ beträgt die rechnerisch erhöhte Anschlusskraft

$$F' = F \cdot (1 + 1,5 \cdot t_F / a) = F \cdot (1 + 1,5 \cdot 15 / (50 - 3 - 15)) \\ = F \cdot (1 + 1,5 \cdot 0,47) = F \cdot 1,70,$$

was bedeutet, dass die rechnerische Tragfähigkeit des Nagels auf ca. 59 % der ursprünglichen sinkt.

3 Forschungsergebnisse und theoretischer Lösungsansatz

Am Ende dieses Beitrages ist eine Veröffentlichung von Blaß und Laskewitz [6] beigefügt, in welcher die Ergebnisse eines Forschungsvorhabens zu diesem Thema zusammengefasst wurden.

4 Auswertung der Bemessungsformeln

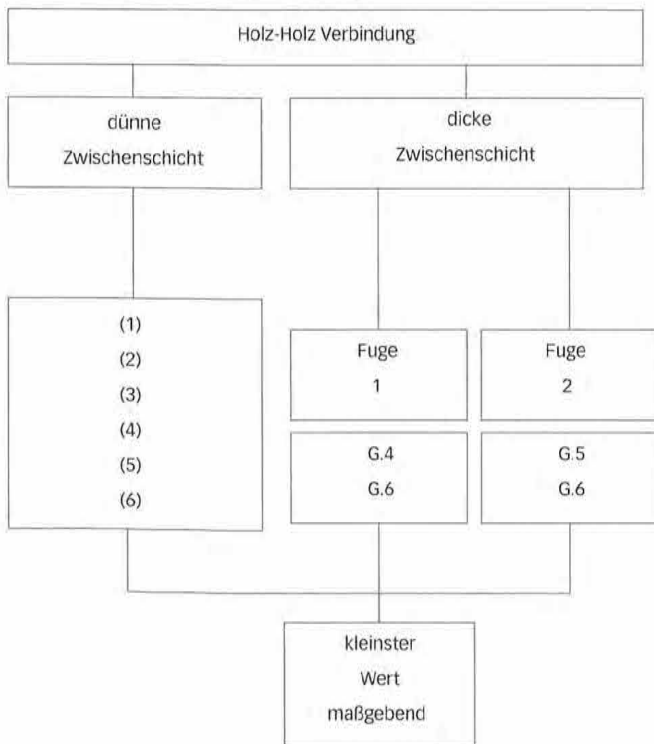
Bei der Bemessung unter Berücksichtigung von Zwischenschichten auf der Grundlage von [6] wird es erforderlich, eine Vielzahl von materialabhängigen und geometrischen Einflussgrößen zu berücksichtigen. Es sind nicht nur die möglichen Versagensmechanismen - Gleichungen (1) + (22) - der Veröffentlichung [6], sondern zusätzlich auch die möglichen Versagensmechanismen nach DIN 1052 [3] - Gleichungen G.1 + G.15 - zu untersuchen.

Um dem Tragwerksplaner die Bemessung von Verbindungen zu erleichtern, wurden Flussdiagramme erarbeitet, die den notwendigen Rechengang verdeutlichen sollen.

4.1 Verschiebliche Zwischenschichten

Eine verschiebliche Zwischenschicht liegt dann vor, wenn die Zwischenschicht nicht kraftübertragend an dem Trägerholz angeschlossen ist.

4.1.1 Holz-Holz-Verbindungen

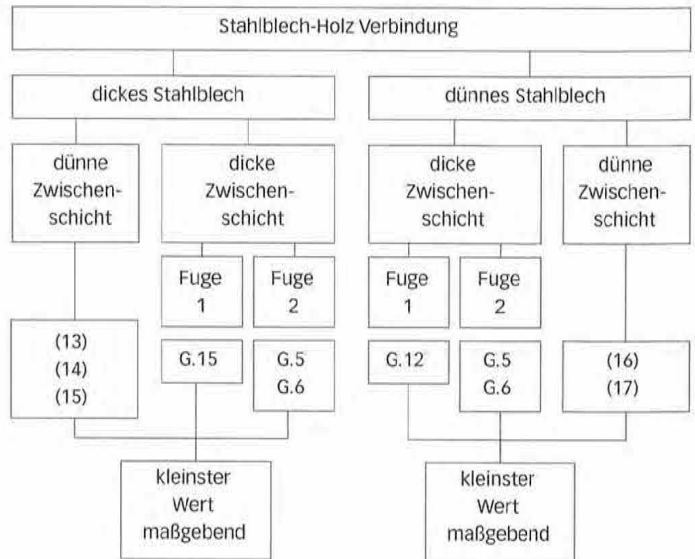


Erläuterungen: Fuge 1: Holz 2 - Zwischenschicht
Fuge 2: Zwischenschicht - Holz 1

Gleichungen (_): nach „Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschicht“; H. J. Blaß und B. Laskewitz

Gleichungen G. _: nach DIN 1052 (2004) Anhang G

4.1.2 Stahlblech-Holz-Verbindungen



Erläuterungen: Fuge 1: Stahlblech - Zwischenschicht
Fuge 2: Zwischenschicht - Holz 1

Gleichungen (_): nach „Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschicht“; H. J. Blaß und B. Laskewitz

Gleichungen G. _: nach DIN 1052 (2004) Anhang G

Definition der Stahlbleche nach Abschnitt 12.2.3 der DIN 1052 [3]

dickes Stahlblech, wenn:

- Stahlblechdicke $t_s \geq$ Verbindungsmitteldurchmesser d
- oder Stahlblechdicke $t_s \geq 2 \text{ mm} + \text{SoNä Tragfähigkeitsklasse 3}$ und $d \leq 2 \cdot t_s$

dünnes Stahlblech, wenn:

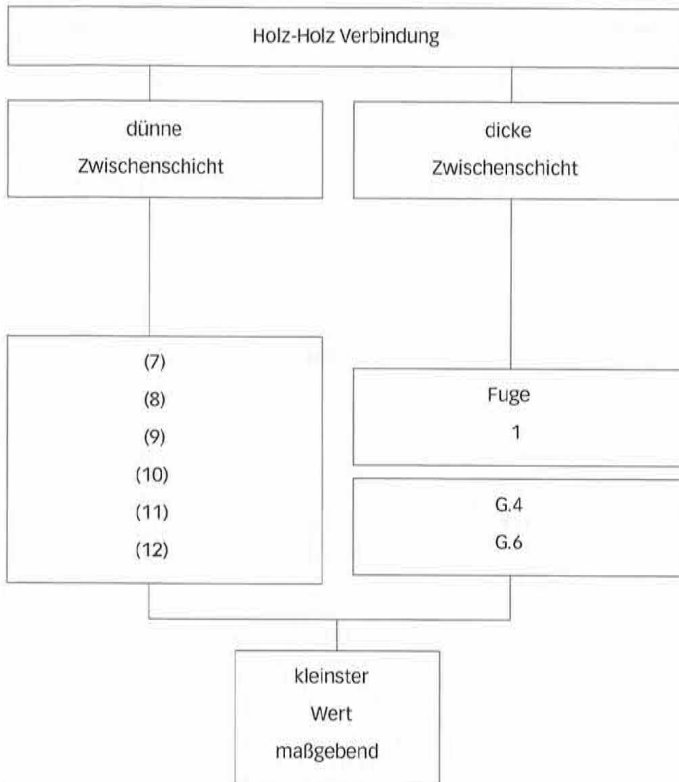
- Stahlblechdicke $t_s \leq d/2$
- $d/2 \leq$ Stahlblechdicke $t_s \leq d$
- lineare Interpolation

4.2 Unverschiebliche Zwischenschichten

Eine unverschiebliche Zwischenschicht liegt dann vor, wenn die Zwischenschicht kraftübertragend an dem Trägerholz angeschlossen ist. Der Anschluss der Kraft, der über die Zwischenschicht in das Holz eingeleitet wird, ist nachzuweisen. Er berechnet sich zu:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} R_d = k_{\text{mod}} \cdot f_{b,ZW,k} \cdot t_{ZW} \cdot d / 1,3 \\ R_d \text{ aus den nachfolgend ermittelten Werten} \end{array} \right\}$$

4.2.1 Holz-Holz-Verbindungen

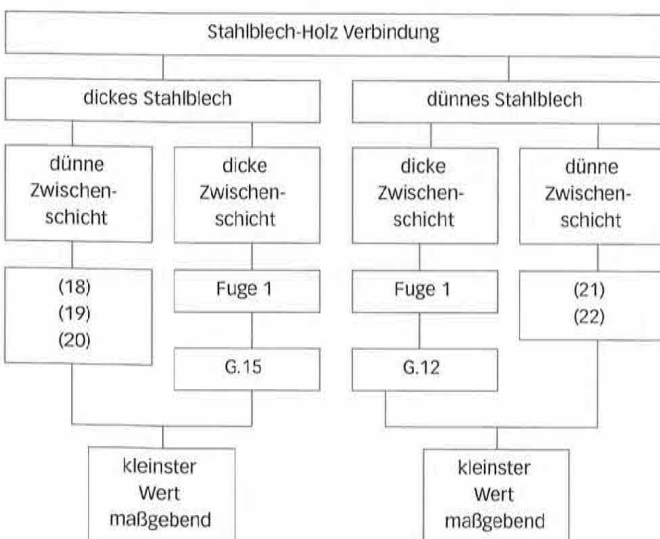


Erläuterungen: Fuge 1: Holz 2 - Zwischenschicht

Gleichungen (__): nach „Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschicht“; H. J. Blaß und B. Laskewitz

Gleichungen G. _: nach DIN 1052 (2004) Anhang G

4.2.2 Stahlblech-Holz-Verbindungen



Erläuterungen: Fuge 1: Stahlblech - Zwischenschicht

Gleichungen (__): nach „Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschicht“; H. J. Blaß und B. Laskewitz

Gleichungen G. _: nach DIN 1052 (2004) Anhang G

Definition der Stahlbleche siehe Abschnitt 4.1.2

5 Beispiele

5.1 Anschluss eines Stahlwinkels durch OSB-Platte

- Beispiel einer unverschieblichen Zwischenschicht



Materialien und Verbindungsmittel:

Stahlwinkel $t_s = 4,0 \text{ mm}$

Sondernägel nicht vorgebohrt $\varnothing 4,0 \times 50$

Tragfähigkeitsklasse 3/C (Tragfähigkeitsklasse III bisher)

OSB-Platte $t_{ZW} = 15,0 \text{ mm}$

Klammern $\varnothing 1,8 \times 55$

Holzrippe aus Nadelholz S10 6/16 cm

Nutzungsklasse 1

Klasse der Lasteinwirkungsdauer kurz

Vorwerte

Lochleibungsfestigkeit Holz:

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 350 \cdot 4,0^{-0,3} = 18,94 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lochleibungsfestigkeit OSB/3 ($t_{ZW} = 15 \text{ mm}$)

$$f_{h,zw,k} = 65 \cdot d^{-0,7} \cdot t_{zw}^{0,1} = 65 \cdot 4,0^{-0,7} \cdot 15,0^{0,1} = 32,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Fließmoment der Nägel:

$$M_{y,k} = 180 \cdot d^{2,6} = 180 \cdot 4,0^{2,6} = 6617 \text{ Nmm}$$

Einschlagtiefe der Nägel ins Holz:

$$t_1 = 50 - 15 - 4 = 31 \text{ mm}$$

Kopfdurchmesser der Nägel:

$$d_k = 8,0 \text{ mm}$$

dickes Stahlblech, da Stahlblechdicke $t_s \geq$ Verbindungsmitteldurchmesser d

Berechnung der Tragfähigkeit

• Gleichung 18 (reines Lochleibungsversagen):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw,k} \cdot t_{zw} \cdot d = 18,94 \cdot 31 \cdot 4 + 32,29 \cdot 15 \cdot 4 = 4,29 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{M1}} = 4,29 \cdot \frac{0,90}{1,3} = 2,97 \text{ kN}$$

• Gleichung 19 (ein Fließgelenk):

$$R_k = 2 \cdot f_{h,1,k} \cdot x \cdot d - f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw,k} \cdot t_{zw} \cdot d$$

$$= 2 \cdot 18,94 \cdot 17,65 \cdot 4 - 18,94 \cdot 31 \cdot 4 + 32,29 \cdot 15 \cdot 4 = 2,26 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2,26 \cdot \frac{0,90}{1,2} = 1,70 \text{ kN}$$

mit

$$x = -t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} - \frac{f_{h,zw,k} \cdot t_{zw}^2}{2f_{h,1,k}} + t_1 \cdot t_{zw} + \frac{t_1^2}{2}}$$

$$= -15 + \sqrt{15^2 + \frac{6617}{18,94 \cdot 4} - \frac{32,29 \cdot 15^2}{2 \cdot 18,94} + 31 \cdot 15 + \frac{31^2}{2}} = 17,65 \text{ mm}$$

• Gleichung 20 (zwei Fließgelenke):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot x \cdot d + f_{h,zw,k} \cdot t_{zw} \cdot d = 18,94 \cdot (-1,19) \cdot 4 + 32,29 \cdot 15 \cdot 4 = 1,85 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,85 \cdot \frac{0,90}{1,1} = 1,51 \text{ kN}$$

mit

$$x = -t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} - \frac{f_{h,zw,k} \cdot t_{zw}^2}{f_{h,1,k}}} = -15 +$$

$$\sqrt{15^2 + \frac{4 \cdot 6617}{18,94 \cdot 4} - \frac{32,29 \cdot 15^2}{18,94}} = -1,19 \text{ mm}$$

• Gleichung G.15 (Überprüfung des Falles der dicken Zwischenschicht; Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindung mit dickem Stahlblech, zwei Fließgelenke pro Scherfuge):

$$R_k = 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,zw,k} \cdot d} = 2 \cdot \sqrt{6617 \cdot 32,29 \cdot 4} = 1,85 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,85 \cdot \frac{0,90}{1,1} = 1,51 \text{ kN}$$

Damit wird der Bemessungswert der Tragfähigkeit nach Gleichung 20 mit $R_d = 1,51 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel maßgebend.

Wenn die Einschlagtiefe des Nagels $\ell_{ef} \geq 8 \cdot d$ betragen würde, dürfte dieser Wert nochmals um $\Delta R_d = \min\{0,5 \cdot R_d; 0,25 \cdot R_{ax,d}\}$ erhöht werden.

Da von einer unverschieblichen Zwischenschicht ausgegangen wurde, sind die Klammern für den Anschluss der OSB-Platte an das Holz noch zu dimensionieren.

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} R_d = k_{mod} \cdot f_{h,zw,k} \cdot t_{zw} \cdot d / 1,3 \\ 1,51 \text{ kN} \end{array} \right\} =$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot 32,29 \cdot 15 \cdot 4 / 1,3 \\ 1,51 \text{ kN} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,34 \text{ kN} \\ 1,51 \text{ kN} \end{array} \right\} = 1,34 \text{ kN}$$

Für die gewählten Klammern berechnet sich die Tragfähigkeit nach den Gleichungen nach DIN 1052 [3] zu $R_d = 0,78 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel. Das bedeutet, dass für jeden in den Stahlwinkel eingeschlagenen Nagel die OSB-Platte mit zusätzlich $\frac{1,34}{0,78} = 1,72$ Klammern zu befestigen ist.

5.2 Anschluss eines Stahlwinkels durch Gipskartonplatte

- Beispiel einer verschieblichen Zwischenschicht



Materialien und Verbindungsmittel:

Stahlwinkel	$t_s = 2,5 \text{ mm}$
Sondernägel nicht vorgebohrt	$\varnothing 4,0 \times 60$ Tragfähigkeitsklasse 3/C (Tragfähigkeitsklasse III bisher)
Länge des profilierten Nagelschaftes	$\ell_1 = 50 \text{ mm}$
Gipskartonplatte	$t_{ZW} = 18,0 \text{ mm}$
Klammern	$\varnothing 1,8 \times 55$
Holzrippe aus Nadelholz S10	6/16 cm
Nutzungsklasse	1
Klasse der Lasteinwirkungsdauer	kurz

Vorwerte

Lochleibungsfestigkeit Holz:

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 350 \cdot 4,0^{-0,3} = 18,94 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lochleibungsfestigkeit Gipskartonplatte ($t_{ZW} = 18 \text{ mm}$):

$$f_{h,zw,k} = 3,9 \cdot d^{-0,6} \cdot t_{zw}^{0,7} = 3,9 \cdot 4,0^{-0,6} \cdot 18,0^{0,7} = 12,84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Fließmoment der Nägel:

$$M_{y,k} = 180 \cdot d^{2,6} = 180 \cdot 4,0^{2,6} = 6617 \text{ Nmm}$$

Einschlagtiefe der Nägel ins Holz:

$$t_1 = 60 - 18 - 2,5 = 39,5 \text{ mm}$$

Kopfdurchmesser der Nägel:

$$d'_k = 8,0 \text{ mm}$$

dickes Stahlblech, da Stahlblechdicke $t_s \geq 2 \text{ mm}$ + SoNä Tragfähigkeitsklasse 3 und $d = 4,0 \text{ mm} \leq 2 \cdot t_s = 5,0 \text{ mm}$

Berechnung der Tragfähigkeit

• Gleichung 13 (reines Lochleibungsversagen):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 18,94 \cdot 39,5 \cdot 4 = 2,99 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2,99 \cdot \frac{0,90}{1,3} = 2,07 \text{ kN}$$

• Gleichung 14 (ein Fließgelenk):

$$R_k = 2 \cdot f_{h,1,k} \cdot x \cdot d - f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$= 2 \cdot 18,94 \cdot 26,24 \cdot 4 - 18,94 \cdot 39,5 \cdot 4 = 0,98 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 0,98 \cdot \frac{0,90}{1,2} = 0,74 \text{ kN}$$

mit

$$x = -t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{f_{h,zw,k} \cdot t_{zw}^2}{4 \cdot f_{h,1,k}} + t_1 \cdot t_{zw} + \frac{t_1^2}{2}}$$

$$= -18 + \sqrt{18^2 + \frac{6617}{18,94 \cdot 4} + \frac{12,84 \cdot 18^2}{4 \cdot 18,94} + 39,5 \cdot 18 + \frac{39,5^2}{2}} = 26,24 \text{ mm}$$

• Gleichung 15 (zwei Fließgelenke):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot x \cdot d = 18,94 \cdot 9,99 \cdot 4 = 0,76 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 0,76 \cdot \frac{0,90}{1,1} = 0,62 \text{ kN}$$

mit

$$x = -t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{f_{h,zw,k} \cdot t_{zw}^2}{2 \cdot f_{h,1,k}}}$$

$$= -18 + \sqrt{18^2 + \frac{4 \cdot 6617}{18,94 \cdot 4} + \frac{12,84 \cdot 18^2}{2 \cdot 18,94}} = 9,99 \text{ mm}$$

• Gleichung G.15 (Überprüfung des Falles der dicken Zwischenschicht; Stahlblech- Zwischenschicht -Verbindung, zwei Fließgelenke pro Scherfuge):

$$R_k = 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,zw,k} \cdot d} = 2 \cdot \sqrt{6617 \cdot 12,84 \cdot 4} = 1,17 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,17 \cdot \frac{0,90}{1,1} = 0,95 \text{ kN}$$

• Gleichung G.5 (Überprüfung des Falles der dicken Zwischenschicht; Zwischenschicht-Holz-Verbindung, ein Fließgelenk in der Zwischenschicht):

$$R_k = \frac{f_{h,zw,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + 2 \cdot \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}}}$$

$$\left[\sqrt{2 \left(\frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}} \right)^2 \left(1 + \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}} \right) + \frac{4 \cdot \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}} \left(1 + 2 \cdot \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}} \right) M_{y,k}}{f_{h,zw,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}} \right]$$

$$= \frac{12,84 \cdot 39,5 \cdot 4}{1 + 2 \cdot \frac{18,94}{12,84}}$$

$$\left[\sqrt{2 \cdot \left(\frac{18,94}{12,84} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{18,94}{12,84} \right) + \frac{4 \cdot \frac{18,94}{12,84} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{18,94}{12,84} \right) \cdot 6617}{12,84 \cdot 4 \cdot 39,5^2}} - \frac{18,94}{12,84} \right] =$$

$$= 1,07 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,07 \cdot \frac{0,90}{1,2} = 0,80 \text{ kN}$$

• Gleichung G.6 (Überprüfung des Falles der dicken Zwischenschicht; Zwischenschicht-Holz-Verbindung, zwei Fließgelenke in Zwischenschicht und Holz):

$$R_k = \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}}}{1 + \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,zw,k}}} \sqrt{2M_{y,k} \cdot f_{h,zw,k} \cdot d}} = \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{18,94}{12,84}}{1 + \frac{18,94}{12,84}} \cdot \sqrt{2 \cdot 6617 \cdot 12,84 \cdot 4}} = 0,90 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{0,90}{1,1} = 0,74 \text{ kN}$$

Damit wird der Bemessungswert der Tragfähigkeit nach Gleichung 15 mit $R_d = 0,62 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel maßgebend.

Da es sich um Nägel der Tragfähigkeitsklasse 3 handelt und die Einschlagtiefe des Nagels $\ell_{ef} \geq 8 \cdot d$ ist, darf dieser Wert noch um

$$\Delta R_d = \min\{0,5 \cdot R_d; 0,25 \cdot R_{ax,d}\}$$

erhöht werden. Mit

$$R_{ax,k} = f_{i,k} \cdot d \cdot \ell_{ef} = 50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 \cdot d \cdot \ell_{ef} = 50 \cdot 10^{-6} \cdot 350^2 \cdot 4 \cdot 39,5 = 968 \text{ N}$$

ergibt sich

$$\Delta R_d = \min\left\{0,5 \cdot 0,62; 0,25 \cdot 0,97 \cdot \frac{0,9}{1,1}\right\} = 0,20 \text{ kN}$$

und damit die Tragfähigkeit

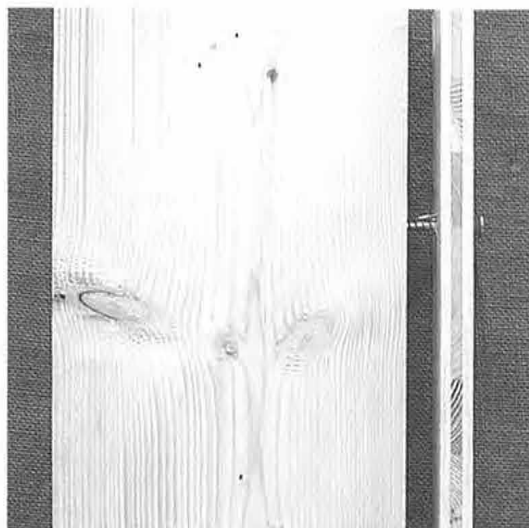
$$R_d = 0,62 + 0,20 = 0,82 \text{ kN}$$

Berechnet man die Bemessungswerte der Tragfähigkeit nach den Gleichungen nach DIN 1052 [3] für Stahlblech-Holz-Verbindungen für den Fall ohne Zwischenschicht, ergibt sich als maßgebender Wert $R_d = 1,36 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel unter der Annahme einer Einschlagtiefe von ebenfalls 39,5 mm. Dies bedeutet eine Verringerung der Tragkraft um 40 %.

5.3 Anschluss einer Hartfaserplatte auf Abstand verlegt (z.B. Styropor)

- Beispiel einer verschieblichen Zwischenschicht

- Foto schematisch



Materialien und Verbindungsmittel:

- Holzschraube $\varnothing 8,0 \times 120$;
- Länge des profilierten Teiles $l_1 = 100$ mm nicht vorgebohrt;
- Kopfdurchmesser $d_k = 20,0$ mm
- Tragfähigkeitsklasse 3/C (Tragfähigkeitsklasse III bisher)
- Hohlraum/Styropor $t_{ZW} = 20,0$ mm
- Holzrippe $6/16$ cm
- aus Nadelholz S10
- Nutzungsklasse 1
- Klasse der Lasteinwirkungsdauer kurz

Vorwerte

Lochleibungsfestigkeit Holz:

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 350 \cdot 8,0^{-0,3} = 15,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{\text{mod}} = 0,9$$

Lochleibungsfestigkeit Hartfaserplatte HB.HLA2 nach DIN EN 622-2:2003-10 ($t_{\text{HFP}} = 18$ mm):

$$f_{h,\text{HFP},k} = 30 \cdot d^{-0,3} \cdot t^{0,6} = 30 \cdot 8,0^{-0,3} \cdot 18,0^{0,6} = 91,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{\text{mod}} = 0,85$$

Ideeles k_{mod} :

$$k_{\text{mod}} = \sqrt{k_{\text{mod}} \cdot k_{\text{mod}}} = \sqrt{0,85 \cdot 0,90} = 0,875$$

Fließmoment der Schrauben:

$$M_{y,k} = 0,15 \cdot f_{h,k} \cdot d^{2,6} = 0,15 \cdot 400 \cdot 8^{2,6} = 13.372 \text{ Nmm}$$

Einschraubtiefe ins Holz:

$$t_1 = 120 - 20 - 18 = 82 \text{ mm}$$

Kopfdurchmesser der Schrauben:

$$d_k = 20,0 \text{ mm}$$

Berechnung der Tragfähigkeit

• Gleichung 1 (Lochleibungsversagen in beiden Bauteilen):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot x \cdot d = 91,1 \cdot 4,672 \cdot 8 = 3,40 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 3,40 \cdot \frac{0,875}{1,3} = 2,29 \text{ kN}$$

mit

$$x = \frac{f_{h,2,k}}{1 + \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}} \left[-2t_{zw} - t_1 - t_2 + \sqrt{(4+0+0)t_{zw}^2 + \left(2 + \frac{1}{\frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}}\right)t_1^2 + \left(2 + \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}\right)t_2^2 + 4t_{zw}t_1 + 4t_{zw}t_2 + 2t_1t_2} \right]$$

$$= \frac{15,38}{1 + \frac{15,38}{91,1}} \left[-2 \cdot 20 - 18 - 82 + \sqrt{4 \cdot 20^2 + \left(2 + \frac{1}{\frac{15,38}{91,1}}\right) \cdot 18^2 + \left(2 + \frac{15,38}{91,1}\right) \cdot 82^2 + 4 \cdot 20 \cdot 18 + 4 \cdot 20 \cdot 82 + 2 \cdot 18 \cdot 82} \right]$$

$$= 4,672 \text{ mm}$$

$$\sqrt{4 \cdot 20^2 + \left(2 + \frac{1}{\frac{15,38}{91,1}}\right) \cdot 18^2 + \left(2 + \frac{15,38}{91,1}\right) \cdot 82^2 + 4 \cdot 20 \cdot 18 + 4 \cdot 20 \cdot 82 + 2 \cdot 18 \cdot 82}$$

$$= 4,672 \text{ mm}$$

• Gleichung 2 (Lochleibungsversagen im Holz 1):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 15,38 \cdot 82 \cdot 8 = 10,1 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 10,1 \cdot \frac{0,875}{1,3} = 6,79 \text{ kN}$$

• Gleichung 3 (Lochleibungsversagen im Holz 2):

$$R_k = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 91,1 \cdot 18 \cdot 8 = 13,1 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 13,1 \cdot \frac{0,875}{1,3} = 8,83 \text{ kN}$$

• Gleichung 4 (Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen und Ausbildung eines Fließgelenks im Holz 2):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot x \cdot d = 91,1 \cdot 2,649 \cdot 8 = 1,93 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 1,93 \cdot \frac{0,875}{1,2} = 1,41 \text{ kN}$$

mit

$$x = \frac{\frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}}{\frac{1}{2} \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} + 1} \left[-t_{zw} - \frac{t_1}{2} + \sqrt{t_{zw}^2 + t_{zw}t_1 + \frac{t_1^2}{2} + 0 + \frac{t_1^2}{2} \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} + \frac{2M_y}{f_{h,2,k}d} + 0 + \frac{M_y}{f_{h,1,k}d}} \right]$$

$$= \frac{\frac{15,38}{91,1}}{\frac{1}{2} \frac{15,38}{91,1} + 1} \left[-20 - \frac{18}{2} + \sqrt{20^2 + 20 \cdot 18 + \frac{18^2}{2} + \frac{18^2}{2} \frac{15,38}{91,1} + \frac{2 \cdot 13372}{15,38 \cdot 8} + \frac{13372}{91,1 \cdot 8}} \right] = 2,649 \text{ mm}$$

• Gleichung 5 (Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen und Ausbildung eines Fließgelenks im Holz 1):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot x \cdot d = 91,1 \cdot 4,341 \cdot 8 = 3,161 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 3,16 \cdot \frac{0,875}{1,2} = 2,31 \text{ kN}$$

mit

$$x = \frac{\frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}}{\frac{1}{2} + \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}} \left[-t_{zw} - \frac{t_2}{2} + \sqrt{t_{zw}^2 + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}\right)t_2^2 + t_{zw}t_2 + \frac{M_y}{f_{h,2,k}d} + \frac{2M_y}{f_{h,1,k}d}} \right]$$

$$= \frac{\frac{15,38}{91,1}}{\frac{1}{2} + \frac{15,38}{91,1}} \left[-20 - \frac{82}{2} + \sqrt{20^2 + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{15,38}{91,1}\right) 82^2 + 20 \cdot 82 + \frac{13372}{15,38 \cdot 8} + \frac{2 \cdot 13372}{91,1 \cdot 8}} \right] = 4,341 \text{ mm}$$

- Gleichung 6 (Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen und Ausbildung eines Fließgelenks im Holz 1 und im Holz 2):

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot x \cdot d = 91,1 \cdot 1,464 \cdot 8 = 1,07 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,07 \cdot \frac{0,875}{1,1} = 0,85 \text{ kN}$$

mit

$$x = \frac{1}{1 + \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}} \left[-\frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \ell_{sw} + \sqrt{\frac{f_{h,2,k}^2}{f_{h,1,k}^2} \ell_{sw}^2 + 4 \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \left(\frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} + 1 \right) \frac{M_y}{f_{h,1,k} d}} + 0 \right]$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{15,38}{91,1}} \left[-\frac{15,38}{91,1} \cdot 20 + \sqrt{\left(\frac{15,38}{91,1} \right)^2 \cdot 20^2 + 4 \cdot \frac{15,38}{91,1} \cdot \left(\frac{15,38}{91,1} + 1 \right) \cdot \frac{13372}{91,1 \cdot 8}} \right] = 1,464 \text{ mm}$$

Damit wird der Bemessungswert der Tragfähigkeit nach Gleichung 6 mit $R_d = 0,85 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel maßgebend.

Da die Einschraubtiefe $\ell_{ef} \geq 8 \cdot d = 64 \text{ mm}$ ist, darf dieser Wert noch um

$$\Delta R_d = \min \{ R_d; 0,25 \cdot R_{ax,d} \}$$

erhöht werden. Mit

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

$$= \min \left\{ \frac{80 \cdot 10^{-6} \cdot 350^2 \cdot 8 \cdot 82}{\sin^2 90^\circ \cdot \frac{4}{3} \cos^2 90^\circ}; 100 \cdot 10^{-6} \cdot 500^2 \cdot 20^2 \right\} = \{6,43; 10,0\} = 6,43 \text{ kN}$$

ergibt sich

$$\Delta R_d = \min \left\{ 0,85; 0,25 \cdot 10,0 \cdot \frac{0,875}{1,1} \right\} = 0,85 \text{ kN}$$

und damit die Tragfähigkeit

$$R_d = 0,85 + 0,85 = 1,70 \text{ kN}$$

Berechnet man die Bemessungswerte der Tragfähigkeit nach den Gleichungen nach DIN 1052 [3] für den Fall ohne Zwischenschicht, ergibt sich als maßgebender Wert $R_d = 3,77 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel unter der Annahme einer Einschraublänge von ebenfalls 82 mm. Dies bedeutet eine Verringerung der Tragkraft um 55 %.

6 Bemessungshilfen

Wie die Abschnitte 3, 4 und 5 zeigen, ist der Aufwand zur Handrechnung solcher Anschlüsse sehr aufwändig und fehleranfällig. Deshalb hat die DGfH (Deutsche Gesellschaft für Holzforschung) - Innovations- und Service GmbH - in München neben den Erläuterungen zur DIN 1052 [3] auch die Erstellung von Programmhilfen finanziert.

Diese Programmhilfen umfassen die Abschnitte:

- Ausklinkungen ohne / mit Verstärkung nach Abschnitt 11.2 und 11.4.3
- Durchbrüche ohne / mit Verstärkung nach Abschnitt 11.3 und 11.4.4
- Stiftförmige Verbindungsmittel nach Abschnitt 12.1 + 12.7 und zusätzlich
 - Berücksichtigung von Zwischenschichten nach BLASS [6]
 - Verstärkung der Anschlüsse nach WERNER [7]

Im Folgenden sind Hardcopies der Berechnung von **Beispiel 5.1** dargestellt.

• Eingabefenster <Geometrie>



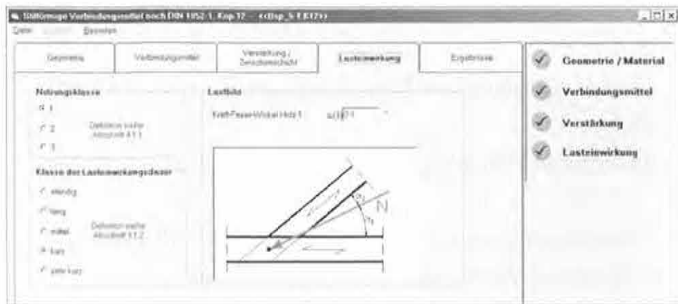
• Eingabefenster <Verbindungsmittel>



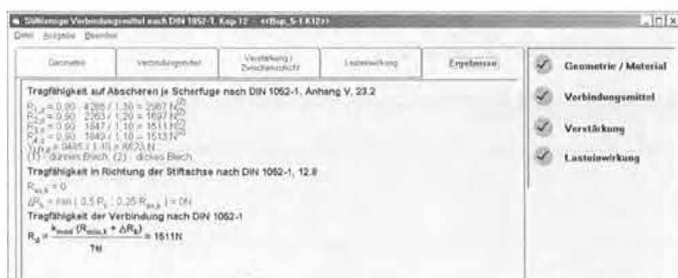
• Eingabefenster <Verstärkung/Zwischenschicht>



• Eingabefenster <Lasteinwirkung>



• Eingabefenster <Ergebnisse>



7 Zusammenfassung

Nach den bauaufsichtlich eingeführten und derzeit gültigen Normen DIN 1052-1 [1] und DIN 1052-2 [2] dürfen Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, die rechtwinklig zu ihrer Achse beansprucht werden, keine Zwischenschicht oder einen Abstand zwischen den Bauteilen aufweisen.

Die neue DIN 1052 [3] bietet nun die Möglichkeit, solche Anschlüsse bzw. Verbindungen zuverlässig zu berechnen. Blaß und Laskewitz [6] haben dafür erforderliche Bemessungsformeln hergeleitet.

Da die ermittelten Bemessungsformeln allgemein gültig sind, bietet sich ab sofort die Möglichkeit, Zwischenschichten aus beliebigen Materialien zu berücksichtigen, sofern deren Lochleibungsfestigkeit bekannt ist. Des Weiteren können mit dieser Theorie sogar Luftschichten bzw. nichttragende Schichten rechnerisch zutreffend erfasst und berücksichtigt werden.

In diesem Beitrag wurden neben der theoretischen Herleitung auch Flussdiagramme zur Nachweisführung sowie Beispiele aufgezeigt.

Ein von der DGfH (Deutsche Gesellschaft für Holzforschung), München, finanziertes Bemessungsprogramm wurde vorgestellt.

8 Literatur

- [1] DIN 1052-1: 1988-04 - Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung
- [2] DIN 1052-2: 1988-04 - Holzbauwerke; Mechanische Verbindungen
- [3] DIN 1052: 2004-08 - Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau
- [4] Johansen, K. W.: Theory of timber connections. International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 9, p. 249-262, 1949
- [5] Brüninghoff, H. et al.: Holzbauwerke: eine ausführliche Erläuterung zu DIN 1052, Teil 1 bis 3 / Hrsg.: Dt. Inst. für Normung e.V.; Dt. Ges. für Holzforschung e.V., 1989
- [6] Blaß, H. J. und Laskewitz, B.: Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten. bauen mit holz, H. 1, S. 26 und H. 2, S. 30, 2003
- [7] Werner, H.: Tragfähigkeit von Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen, 1993

Tragfähigkeit von ...

... Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten

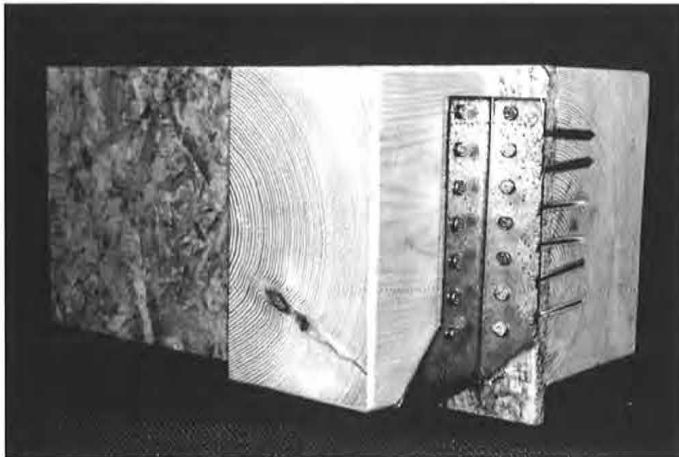


Bild 1: Anschlussdetail Balkenschuh

1 Einleitung

Die Bemessungsregeln nach Eurocode 5 [1] für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, die rechtwinklig zu ihrer Achse beansprucht werden, gelten unter der Annahme eines direkten Kontaktes zwischen den zu verbindenden Bauteilen. Eine Zwischenschicht oder ein Abstand zwischen den Bauteilen, die die Tragfähigkeit der Verbindung signifikant beeinflussen können, wird nicht berücksichtigt.

Im Holztafelbau werden zum Beispiel Balkenschuhe durch die Beplankung hindurch an Holzbauteilen befestigt, die im Innern der Tafel-elemente angeordnet sind. In diesem Fall wirkt die Beplankung als Zwischenschicht zwischen dem Blech des Balkenschuhs und dem Holzbauteil im Tafel-element. Ein Anschlussdetail hierzu ist in Bild 1 dargestellt.

Die Tragfähigkeit von Holz-Holz- oder Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Zwischenschichten kann in Anlehnung an die Theorie von Johansen [2], welche die Grundlage der Bemessungsregeln für stiftförmige Verbindungsmittel in Eurocode 5 [1] bildet, hergeleitet werden. Eine Bedingung hierfür ist die Kenntnis der Lochleibungsfestigkeit der verschiedenen Baustoffe und der Biegetragfähigkeit der Verbindungsmittel.

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens, welches von der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V. unterstützt wurde, wurde die Trag-

fähigkeit von einschneitigen Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen mit einer Zwischenschicht auf der Grundlage der Theorie nach Johansen [2] abgeleitet. Die derart gewonnenen theoretischen Werte wurden durch Versuche überprüft.

2 Theoretische Modelle

2.1 Allgemeines

Befindet sich eine Zwischenschicht - z. B. eine Holzwerkstoffplatte - zwischen zwei zu verbindenden Bauteilen, sind unterschiedliche Konfigurationen zu unterscheiden: verschiebliche oder nicht verschiebliche Zwischenschicht sowie dünne oder dicke Zwischenschicht. Als verschieblich gilt eine Zwischenschicht ohne eigene Verbindung mit einem der beiden Bauteile. Ist die Zwischenschicht an eines der beiden Bauteile z. B. mit Klammern oder durch Kleben kraftschlüssig angeschlossen, bevor die eigentliche Verbindung zwischen den beiden Bauteilen ausgeführt wird, wird sie als unverschieblich bezeichnet. Eine unverschiebliche Zwischenschicht bildet zusammen mit dem Holz, an das sie angeschlossen ist, ein zusammengesetztes Bauteil mit in der Regel unterschiedlichen Werten der Lochleibungsfestigkeit. Schließt man an ein solches zusammengesetztes Bauteil ein anderes Bauteil an, wird zumindest ein Teil der angeschlossenen Kraft zunächst in die Zwischenschicht und dann über die eigene Verbindung zwischen Zwischenschicht und dahinter liegendem Holz in dieses Holz eingeleitet.

Betrachtet man den Fall der unverschieblichen Zwischenschicht, sind abhängig von der Dicke der Zwischenschicht wiederum zwei Fälle zu unterscheiden: bei einer dünnen Zwischenschicht wird die Lochleibungsfestigkeit sowohl der Zwischenschicht als auch des dahinter liegenden Holzes erreicht. Ein Teil der anzuschließenden Kraft wird vom Verbindungsmittel in die Zwischenschicht, ein Teil in das dahinter liegende Holz eingeleitet. Für diese Fälle sind die Bemessungsgleichungen des

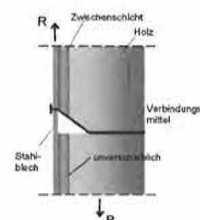


Bild 2: Möglicher Versagensmechanismus bei einer dünnen Zwischenschicht



Bild 3: Möglicher Versagensmechanismus bei einer dicken Zwischenschicht

*) Prof. Dr.-Ing. H.-J. Blaß ist Inhaber des Lehrstuhls für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen an der Universität Karlsruhe. Dipl.-Ing. B. Laskewitz ist Mitarbeiter desselben Lehrstuhls.

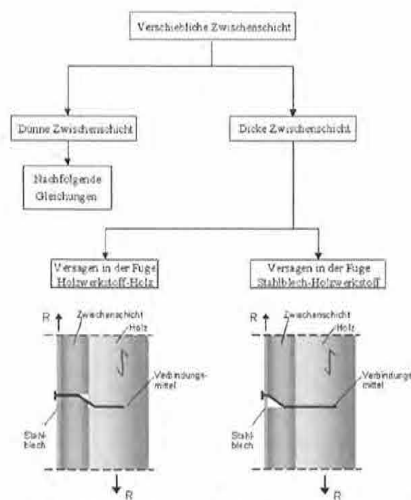


Bild 4: Bestimmung der Tragfähigkeit bei einer verschieblichen Zwischenschicht

tern nicht anwendbar. Ein Beispiel einer solchen Stahlblech-Holz-Verbindung ist in Bild 2 dargestellt. Ist die Zwischenschicht so dick, dass die Lochleibungsfestigkeit des dahinter liegenden Holzes nicht erreicht wird, kann die Verbindung mit den Gleichungen nach Eurocode 5 [1] bemessen werden. Bild 3 zeigt für diesen Fall als Beispiel eine Verbindung zwischen Stahlblech und dem Holzwerkstoff der Zwischenschicht. Die gesamte anzuschließende Kraft wird zunächst in die Zwischenschicht eingeleitet, die Eigenschaften des dahinter liegenden Holzes beeinflussen in diesem Fall die Tragfähigkeit nicht. Die Unterscheidung zwischen dünner und dicker Zwischenschicht erfolgt über die Tragfähigkeit: der geringere Wert der Tragfähigkeit ist maßgebend.

Auch bei einer verschieblichen Zwischenschicht, die nicht mit einem der beiden Bauteile verbunden ist, sind die beiden Fälle der dünnen bzw. dicken Zwischenschicht zu unterscheiden. Bei einer verschieblichen, dünnen Zwischenschicht werden keine Kräfte in die Zwischenschicht selbst übertragen. Auch für diesen Fall gelten die Bemessungsgleichungen des Eurocode 5 [1] nicht. Je nach Versagensmechanismus bleibt in diesem Fall der Stift entweder rechtwinklig zur Scherfuge - in diesem Fall hat die Lochleibungsfestigkeit der Zwischenschicht keinen Einfluss - oder der Stift wird gegenüber seiner ursprünglichen Lage verdreht - dies bedeutet, dass ein Moment, nicht jedoch eine Kraft zwischen Stift und Zwischenschicht übertragen wird. Die Gleichungen zur Berechnung der charakteristischen Werte der Tragfähigkeit für diese Fälle sind im Abschnitt 2.2.1 bzw. 2.3.1 zusammengestellt.

Eine verschiebliche, dicke Zwischenschicht ist dann vorhanden, wenn sich mindestens ein Fließgelenk in der verschieblichen Zwischenschicht ausbildet. Als Beispiel für diesen Fall ist in Bild 4 eine Stahlblech-Holz-Verbindung mit einer verschieblichen Zwischenschicht aus einer Holzwerkstoffplatte dargestellt. Die Kraft R wird vom Stahlblech zunächst in die Zwischenschicht und dann von der Zwischenschicht in das Holz übertragen. In beiden Fugen Stahlblech-Holzwerkstoff sowie Holzwerkstoff-Holz ist damit die gesamte Kraft R zu übertragen. Wel-

cher der beiden in Bild 4 gezeigten Versagensmechanismen auftritt, hängt von der Tragfähigkeit der beiden hintereinander liegenden Fugen ab: In der Regel wird die Tragfähigkeit der Holzwerkstoff-Holz-Verbindung geringer sein als diejenige der Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindung.

Das Vorgehen bei der Berechnung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschicht kann wie folgt zusammengefasst werden:

1. Unterscheidung zwischen verschieblicher und unverschieblicher Zwischenschicht. Bei einer unverschieblichen Zwischenschicht ist diese mit eigenen Verbindungsmitteln kraftschlüssig an eines der zu verbindenden Bauteile angeschlossen.
2. Im Fall der unverschieblichen Zwischenschicht ist die Tragfähigkeit der kleinere Wert aus den entsprechenden Gleichungen im Abschnitt 2.2.2 bzw. 2.3.2 (dünne Zwischenschicht) und der Tragfähigkeit der Verbindung zwischen anzuschließendem Bauteil und Zwischenschicht (dicke Zwischenschicht). Für den Fall der dicken Zwischenschicht gelten die Bemessungsgleichungen nach Johansen [2] in Eurocode 5 [1] oder dem Entwurf der DIN 1052 (Mai 2000) [3].
3. Bei einer verschieblichen Zwischenschicht folgt die Tragfähigkeit als kleinster Wert aus den entsprechenden Gleichungen im Abschnitt 2.2.1 bzw. 2.3.1 (dünne Zwischenschicht), der Tragfähigkeit zwischen Bauteil 1 und der Zwischenschicht sowie der Zwischenschicht und Bauteil 2. Für die beiden letztgenannten Fälle, die einer dicken Zwischenschicht entsprechen, gelten wiederum die Bemessungsgleichungen nach Johansen [2] in Eurocode 5 [1] oder dem Entwurf der DIN 1052 (Mai 2000) [3].

Für in der Praxis häufig vorkommende Stahlblech-Holz- oder Holz-Holz-Verbindungen mit Nägeln oder Schrauben in nicht vorgebohrten Löchern mit Zwischenschichten aus OSB-Platten, Flachpressplatten, Sperrholz oder harten Holzfaserverplatten und unverschieblichen Zwischenschichten ist die Lochleibungsfestigkeit der Zwischenschicht bei Verbindungsmitteldurchmessern bis zu 6 mm größer als diejenige des Holzes bzw. Brettschichtholzes. Damit darf die Tragfähigkeit der Verbindung auf Abscheren wie die einer Verbindung ohne Zwischenschicht angenommen werden. Treten auch Beanspruchungen auf Herausziehen auf, darf nur die profilierte Schaftlänge im Holz hinter der Zwischenschicht in Rechnung gestellt werden. Voraussetzung ist der kraftschlüssige Anschluss der Zwischenschicht an das dahinter liegende Holz. Diese Verbindung sollte vereinfacht für die gesamte in der Verbindung zu übertragende Kraft bemessen werden.

Im folgenden Abschnitt 2.2 sind die Tragfähigkeiten R von einschneittigen Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen mit verschieblicher sowie unverschieblicher, jeweils dünner Zwischenschicht angegeben. Die Ausdrücke für eine unverschiebliche Zwischenschicht gelten für eine geklebte, starre ebenso wie für eine nachgiebige Verbindung zwischen Zwischenschicht und dahinter liegendem Holz.

Es gelten die Substitutionen $\beta = \frac{f_{h,2}}{f_{h,1}}$ und $\delta = \frac{f_{h,zw}}{f_{h,1}}$ sowie

$$b_1 = \beta \cdot b_2 \text{ bzw. } b_1 = \beta \cdot b_2 - \delta \cdot t_{zw}$$

2.2 Theoretische Modelle für einschnittige Holz-Holz-Verbindungen mit dünner Zwischenschicht

2.2.1 Verschiebliche Zwischenschicht

Tabelle 1: Tragfähigkeit R von Verbindungen zwischen Bauteilen aus Holz oder Holzwerkstoffen (der kleinste Wert ist maßgebend)

<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen sowie in der Zwischenschicht</p> $R = f_{h,1} \cdot d \cdot \frac{\beta}{1 + \beta} \cdot \left(-2t_{zw} - t_1 - t_2 + \sqrt{\left(4 + \delta + \frac{\delta}{\beta} \right) \cdot t_{zw}^2 + \left(2 + \frac{1}{\beta} \right) t_1^2 + (2 + \beta) t_2^2 + 4t_{zw}t_1 + 4t_{zw}t_2 + 2t_1t_2} \right)$ <p style="text-align: right;">(1)</p> <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1</p> $R = f_{h,1} \cdot d \cdot t_1$ <p style="text-align: right;">(2)</p> <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 2</p> $R = f_{h,2} \cdot d \cdot t_2$ <p style="text-align: right;">(3)</p> <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	

2.2.2 Unverschiebliche Zwischenschicht

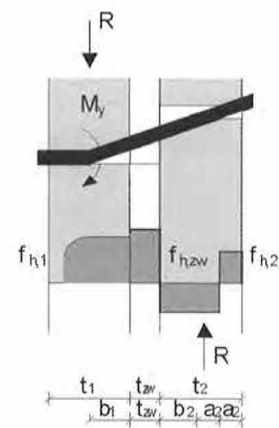
Tabelle 2: Tragfähigkeit R von Verbindungen zwischen Bauteilen aus Holz oder Holzwerkstoffen (der kleinste Wert ist maßgebend)

<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen sowie in der Zwischenschicht</p> $R = f_{h,1} \cdot d \cdot \left(\frac{\beta}{\beta+1} \left(-t_{zw} \left(\frac{\delta}{\beta} + 2 \right) - t_1 - t_2 \right) + \sqrt{\beta \cdot \left(2t_{zw}^2 \left(\delta - \frac{\delta^2}{2} + 2\beta - \delta\beta \right) + t_1^2 (2\beta + 1) + \beta t_2^2 (2 + \beta) + 2t_1 t_2 \beta + 2t_{zw} t_1 (\delta + 2\beta) + 2\beta t_{zw} t_2 (2\beta - \delta) \right)} \right) + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (7)$ <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht</p> $R = f_{h,1} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (8)$ <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 2</p> $R = f_{h,2} \cdot t_2 \cdot d \quad (9)$ <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes in Bauteil 2</p> $R = f_{h,1} \cdot d \cdot \left(\frac{\beta}{\beta+2} (t_{zw} (\delta - 2) - t_1) + \sqrt{t_{zw}^2 \left(4 - 2\delta + 4 \frac{\delta}{\beta} - 2 \frac{\delta^2}{\beta} \right) + t_1^2 \left(2 + \frac{2}{\beta} \right) + t_{zw} t_1 \left(4 + 4 \frac{\delta}{\beta} \right) + \frac{4M_y}{f_{h,1} d} \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right)} \right) - \delta t_{zw} + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (10)$ <p>$\gamma_M = 1,2$</p>	

Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes in Bauteil 1

$$R = f_{h,1} \cdot d \cdot \left(\frac{\beta}{2\beta + 1} (t_{zw} (2\delta - 2) - t_2 + \sqrt{t_{zw}^2 \left(4 - 4\delta - \frac{2\delta^2}{\beta} + \frac{2\delta}{\beta} \right) + t_2^2 (2 + 2\beta) + t_{zw} t_2 (4 - 4\delta) + \frac{4M_y}{f_{h,1} d} \left(2 + \frac{1}{\beta} \right)} - \delta t_{zw} \right) + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \right) \quad (11)$$

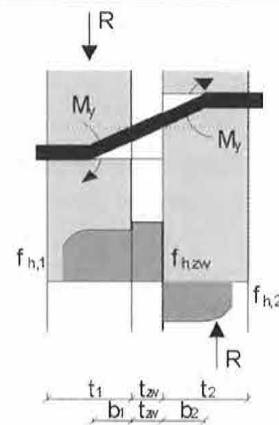
$$\gamma_M = 1,2$$



Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Bauteilen sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes in beiden Bauteilen

$$R = f_{h,1} \cdot d \cdot \left(\frac{\beta}{\beta + 1} (t_{zw} (\delta - 1) + \sqrt{t_{zw}^2 \left(1 - \delta + \frac{\delta}{\beta} - \frac{\delta^2}{\beta} \right) + \frac{4M_y}{f_{h,1} d} \left(1 + \frac{1}{\beta} \right)} - \delta t_{zw} \right) + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (12)$$

$$\gamma_M = 1,1$$



2.3 Theoretische Modelle für einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindungen mit dünner Zwischenschicht

2.3.1 Verschiebliche Zwischenschicht

Tabelle 3: Tragfähigkeit R von Stahlblech-Holz- bzw. Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindungen für dicke Stahlbleche (der kleinste Wert ist maßgebend)

<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1</p> $R = \tilde{f}_{h,1} \cdot t_1 \cdot d \quad (13)$ <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes in der Fuge Stahlblech/Zwischenschicht</p> $R = 2 \cdot \tilde{f}_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{M_y}{\tilde{f}_{h,1}d} + \frac{\delta t_{zw}^2}{4} + t_1 t_{zw} + \frac{t_1^2}{2}} \right) - \tilde{f}_{h,1} \cdot t_1 \cdot d \quad (14)$ <p>$\gamma_M = 1,2$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung von Fließgelenken in der Fuge Stahlblech/Zwischenschicht und in Bauteil 1</p> $R = \tilde{f}_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{4M_y}{\tilde{f}_{h,1}d} + \frac{\delta t_{zw}^2}{2}} \right) \quad (15)$ <p>$\gamma_M = 1,1$</p>	

Tabelle 4: Tragfähigkeit R von Stahlblech-Holz- bzw. Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindungen für dicke Stahlbleche (der kleinste Wert ist maßgebend)

<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht</p> $R = 2 \cdot f_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{\delta t_{zw}^2}{4} + t_1 t_{zw} + \frac{t_1^2}{2}} \right) - f_{h,1} \cdot t_1 \cdot d$ <p>$\gamma_M = 1,3$ (16)</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes in Bauteil 1</p> $R = f_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{2M_y}{f_{h,1}d} + \frac{\delta t_{zw}^2}{2}} \right)$ <p>$\gamma_M = 1,1$ (17)</p>	

Ein Fließgelenk in der Fuge Stahlblech/Zwischenschicht kann im Fall des dünnen Stahlbleches nicht auftreten, da sich das Verbindungsmittel im Stahlblech frei verdrehen kann.

2.3.2 Unverschiebliche Zwischenschicht

Tabelle 5: Tragfähigkeit R von Stahlblech-Holz- bzw. Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindungen für dicke Stahlbleche (der kleinste Wert ist maßgebend)

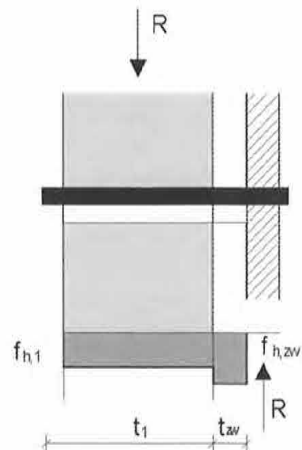
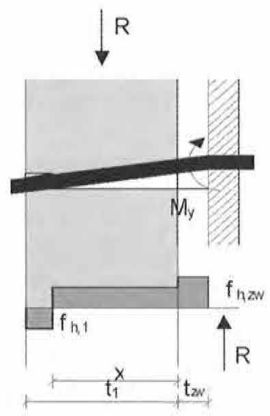
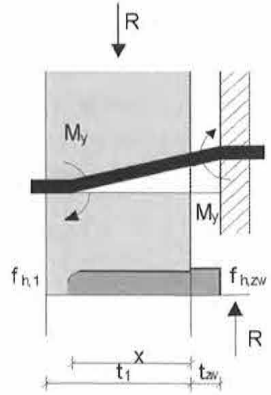
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht</p> $R = f_{h,1} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (18)$ <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes in der Fuge Stahlblech/Zwischenschicht</p> $R = 2 \cdot f_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{M_y}{f_{h,1}d} - \frac{\delta t_{zw}^2}{2} + t_1 t_{zw} + \frac{t_1^2}{2}} \right) - f_{h,1} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (19)$ <p>$\gamma_M = 1,2$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes in der Fuge Stahlblech/Zwischenschicht und im Bauteil 1</p> $R = f_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{4M_y}{f_{h,1}d} - \delta t_{zw}^2} \right) + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (20)$ <p>$\gamma_M = 1,1$</p>	

Tabelle 6: Tragfähigkeit R von Stahlblech-Holz- bzw. Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindungen für dünne Stahlbleche (der kleinste Wert ist maßgebend)

<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht</p> $R = 2 \cdot f_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 - \frac{\delta t_{zw}^2}{2} + t_1 t_{zw} + \frac{t_1^2}{2}} \right) - f_{h,1} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (21)$ <p>$\gamma_M = 1,3$</p>	
<p>Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Bauteil 1 sowie in der Zwischenschicht und Ausbildung eines Fließgelenkes im Bauteil 1</p> $R = f_{h,1} \cdot d \cdot \left(-t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{2M_y}{f_{h,1} \cdot d} - \delta t_{zw}^2} \right) + f_{h,zw} \cdot t_{zw} \cdot d \quad (22)$ <p>$\gamma_M = 1,1$</p>	

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Scherversuche mit Holz-Holz-Verbindungen

Um die theoretisch abgeleiteten Werte der Tragfähigkeit zu überprüfen, wurde das Trag- und Verformungsverhalten einschnittiger Holz-Holz-Verbindungen mit Zwischenschicht durch Versuche ermittelt. Die Zwischenschicht bestand aus einer 12 mm dicken OSB-Platte und wurde an eines der beiden Hölzer - den Ständer - mittels Klammern befestigt.

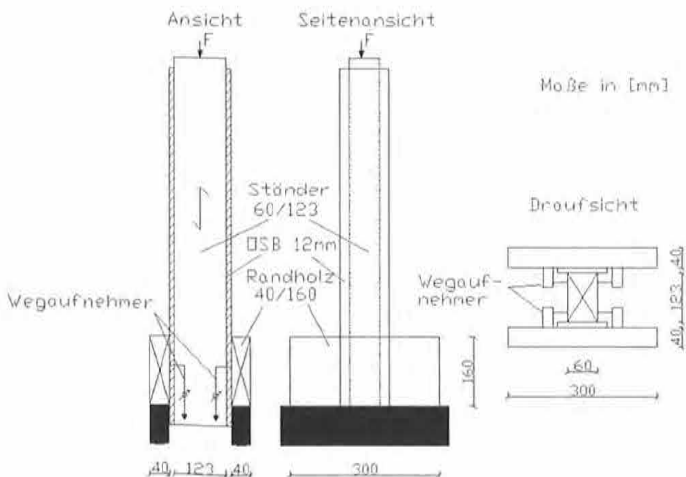


Bild 5: Versuchsaufbau der einschnittigen Holz-Holz-Verbindungen

Randholz und Ständer wurden dann entweder mit glattschaftigen Nägeln oder mit Rillennägeln durch die OSB-Platte hindurch miteinander verbunden. Bild 5 zeigt den Versuchsaufbau und Tabelle 7 das Versuchsprogramm. Während der Versuche wurden die Kraft und die Relativverschiebung zwischen Randholz und Ständer gemessen.

Alle Prüfkörper zeigten ein ähnliches Verhalten. Die Nägel wurden auf Abscheren beansprucht. In den Nägeln bildeten sich bei zunehmender Verschiebung jeweils zwei Fließgelenke aus und die Lochleibungsfestigkeit beider Hölzer sowie der OSB-Platte wurde erreicht. Die Klammern wurden ebenfalls plastisch verformt. Die relative Verschiebung zwischen der OSB-Platte und dem Ständer war im Vergleich zur Gesamtverschiebung gering. Den Erwartungen entsprechend zeigten die Versuche mit Rillennägeln infolge des ausgeprägten Einhängeeffekts der Verbindungsmittel eine höhere Tragfähigkeit. Die Höchstlasten sind in Tabelle 9 zusammengefasst. Ein typisches Last-Verschiebungsdiagramm ist in Bild 6 dargestellt. Bild 7 zeigt einen geöffneten Versuchskörper.

Reihe	Holz-Holz-Verbindung	Verbindung OSB-Holzständer	Anzahl
A1	2 × 14 glattschaftige Nägel 3,8 × 100 mm vorgebohrt	2 × 20 Klammern 1,88 × 44 mm	3
A2	2 × 14 Rillennägel 4,0 × 100 mm vorgebohrt	2 × 20 Klammern 1,88 × 44 mm	3

Tabelle 7: Versuchsprogramm einschnittige Holz-Holz-Verbindungen

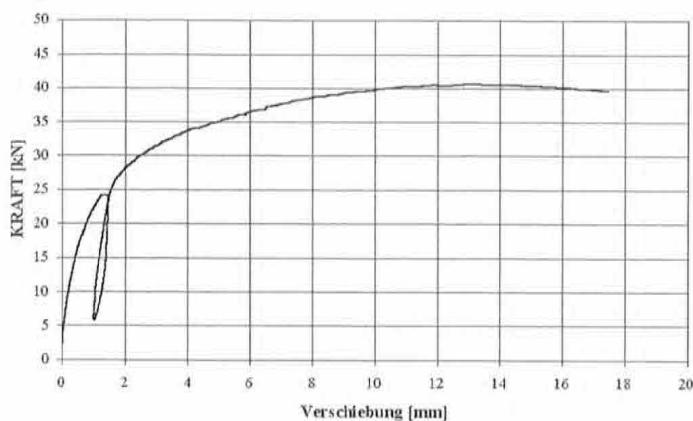


Bild 6: Last-Verschiebungsdiagramm eines Prüfkörpers mit glattschaftigen Nägeln (Versuchsreihe A1)

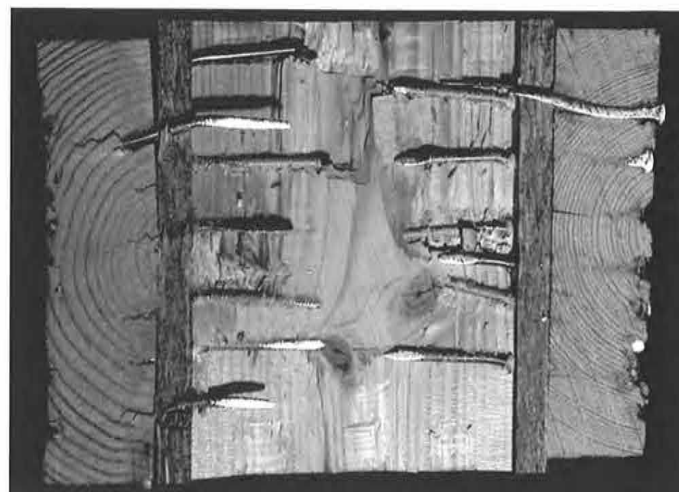


Bild 7: Geöffneter Versuchskörper

3.2 Scherversuche mit Stahlblech-Holz-Verbindungen

Die 12 mm dicken OSB-Platten wurden auf dem Ständer entweder nachgiebig mit Hilfe von Klammern oder starr mittels Kleber (Polyurethan) befestigt. Bei jedem Versuchskörper wurden zwei Lochbleche mit Rillennägeln durch die OSB-Platte hindurch auf dem Ständer befestigt. Bild 8 zeigt den Versuchsaufbau und Tabelle 8 eine Zusammenstellung der Versuche. Während der Versuche wurden die Kraft und die Relativverschiebungen zwischen Stahlblech und Ständer gemessen.

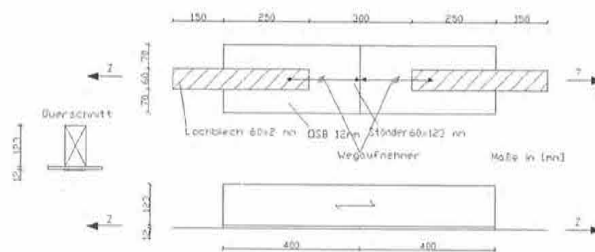


Bild 8: Versuchsaufbau der Scherversuche

Die Versagensmechanismen der beiden Versuchsreihen waren unterschiedlich. Diejenigen Versuche, bei denen die OSB-Platte und der Ständer mittels Klammern verbunden waren, zeigten große Verformungen mit Ausbildung von zwei Fließgelenken je Nagel. Die Nagelköpfe waren im Stahlblech nahezu fest eingespannt. In jedem Klammerschaft bildete sich meist nur ein Fließgelenk (siehe Bild 9). Die Versuche mit aufgeklebten OSB-Platten zeigten nach plastischen Verformungen ein sprödes Versagensverhalten. In den Nägeln war ein Fließgelenk vollständig ausgebildet, ein zweites Fließgelenk war in der unmittelbaren Nähe zum Stahlblech andeutungsweise erkennbar. Diese Prüfkörper versagten schließlich durch Erreichen der Schubfestigkeit der OSB-Platte. Trotz unterschiedlicher Steifigkeiten der Prüfkörper unterschieden sich die Tragfähigkeiten der beiden Versuchsreihen kaum.

3.3 Zusätzliche Versuche

Zum Vergleich der Versuchsergebnisse mit theoretisch bestimmten Werten der Tragfähigkeit wurden die Fließmomente der verwendeten Verbindungsmittel nach DIN EN 409 [4] bestimmt. Der Mittelwert des Fließmomentes beträgt für die glattschaftigen Nägel 7,4 Nm, für die Rillennägel mit einer Länge von 100 mm 7,1 Nm und für die 50 mm langen Rillennägel 8,1 Nm.



Bild 9: Röntgenaufnahme eines Versuches der Reihe B1

Die Lochleibungsfestigkeit der OSB-Platten wurde nach DIN EN 383 [5] bestimmt. Es wurden Versuche mit unterschiedlicher Orientierung der äußeren Späne zur Krafrichtung durchgeführt. Der Durchmesser der in den Versuchen verwendeten glattschaftigen Nägel betrug 3,8 mm. Die vorgebohrten Löcher hatten einen Durchmesser von 3,4 mm. Der Mittelwert der Lochleibungsfestigkeit betrug parallel zu den äußeren Spänen 37,7 N/mm² und rechtwinklig zu den äußeren Spänen 45,6 N/mm².

Tabelle 8: Versuchsprogramm einschnittige Stahlblech-Holz-Verbindungen

Reihe	Holz-Holz-Verbindung	Verbindung OSB-Holzständer	Anzahl
B1	2 x 12 Rillennägel 4,0 x 50 mm nicht vorgebohrt	2 x 15 Klammern 1,88 x 44 mm	3
B2	2 x 12 Rillennägel 4,0 x 50 mm nicht vorgebohrt	Polyurethan-Kleber	3

4 Überprüfung der theoretischen Modelle

Die Versuchsergebnisse wurden mit den theoretischen Werten der Tragfähigkeit aus Abschnitt 2.2 und 2.3 verglichen. Dabei wurden der Mittelwert der Lochleibungsfestigkeit der OSB-Platten und die Mittelwerte der Fließmomente der Verbindungsmittel entsprechend der Nagellänge (vgl. Abschnitt 3.3) zu Grunde gelegt. Zur Ermittlung der Lochleibungsfestigkeiten der Hölzer wurden die entsprechenden Gleichungen aus dem Entwurf zur DIN 1052 [3] herangezogen. In diese Gleichungen wurden die Rohdichten der Versuchskörper eingesetzt.

Bei den Holz-Holz-Verbindungen wurden im Versagenszustand stets zwei Fließgelenke in jedem Nagel beobachtet. Eines trat im Randholz, das zweite in der OSB-Zwischenschicht auf. Das bedeutet, dass die Kräfte zunächst vollständig in die OSB-Platten und von dort über die Klammern in die Ständer eingeleitet wurden. Damit war aber auch nachgewiesen, dass bei den Versuchen weder die theoretischen Tragfähigkeiten für eine verschiebliche Zwischenschicht nach Abschnitt 2.2.2 eingetreten waren. Die Gleichungen (6) und (12) gelten nur dann, wenn die Ausbildung eines Fließgelenkes im Randholz und im Ständer erfolgt.

Die Tragfähigkeiten aus den Versuchen der Reihe A1 lassen sich daher mit dem Modell einer einschnittigen Holz-Holzwerkstoff-Verbindung, wie mit der Gleichung (V.6) des Entwurfes zur DIN 1052 [3] angeben, beschreiben.

Bei den Versuchen der Reihe A2 ergibt die theoretische Rechnung mit den errechneten Lochleibungsfestigkeiten und $d = 4 \text{ mm}$ nahezu den gleichen Wert, jedoch lässt sich der in den Versuchen deutlich erkennbare Einhängeneffekt der Rillennägel entsprechend den Vorschlägen für die neue DIN 1052 rechnerisch mit einem zusätzlichen Anteil von

$$\Delta R = \min(0,5 \cdot R; 0,25 \cdot R_{ax})$$

$$\text{mit } R_{ax} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_1 \cdot l \cdot d \\ f_2 \cdot d_k^2 \end{array} \right.$$

erfassen. Der Ausziehparameter f_1 der Rillennägel war bei diesen Versuchen zwar nicht bekannt, lässt sich nach Vorschlägen zur DIN 1052 jedoch konservativ mit

$$f_1 = 50 \cdot 10^{-6} \cdot \rho^2$$

abschätzen. Der Kopfdurchziehparameter f_2 wurde entsprechend der E DIN 1052 [3] zu

$$f_2 = 130 \cdot 10^{-6} \cdot \rho^2$$

angenommen. Die Parameter f_1 und f_2 wurden mit den Rohdichten der Versuchskörper berechnet. Der Nagelkopfdurchmesser betrug $d_k = 8 \text{ mm}$. Da in Reihe A2 Sondernägel in vorgebohrten Nagellöchern verwendet wurden, darf die Tragfähigkeit R_{ax} nur mit 70 % in Ansatz gebracht werden. Bei der Bestimmung der Einschlagtiefe l wurde die Dicke der Holzwerkstoffplatte nicht berücksichtigt.

Tabelle 9: Vergleich der Tragfähigkeit je Scherfuge aus dem Versuch mit dem theoretischen Wert der Tragfähigkeit

Art der Verbindung	Versuch	Traglast je Scherfuge aus Versuch [kN]	Theoretische Tragfähigkeit bei verschieblicher Zwischenschicht [kN]	Theoretische Tragfähigkeit ohne (A) bzw. mit unverschieblicher Zwischenschicht [kN]
Holz-Holz	A1-1	20,3	–	20,0
	A1-2	23,3	–	20,3
	A1-3	20,0	–	19,7
	A2-1	34,0	–	26,0
	A2-2	33,0	–	24,4
	A2-3	34,6	–	24,8
Stahlblech-Holz	B1-1	32,7	21,3	32,8
	B1-2	33,7	21,8	33,2
	B1-3	32,2	17,3	29,7
	B2-1	32,4	21,4	32,9
	B2-2	34,4	20,7	32,4
	B2-3	34,8	20,8	32,4

Mit der Lochleibungsfestigkeit der OSB-Zwischenschichten von $37,7 \text{ N/mm}^2$ nach Abschnitt 3.3 und der Lochleibungsfestigkeit der Randhölzer nach Gleichung (10.22b) der E DIN 1052 [3] für Nägel in vorgebohrten Löchern sowie den Fließmomenten von $7,4 \text{ Nm}$ für die glattschaftigen Nägel der Versuchsreihe A1 sowie von $7,1 \text{ Nm}$ für die Rillennägel der Versuchsreihe A2 ergeben sich nach E DIN 1052 [3] dann die theoretischen Tragfähigkeiten wie in Tabelle 9 angegeben. Die errechneten Tragfähigkeiten der Reihe A1 stimmen sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. Die Werte der Reihe A2, bei denen der Einhängeneffekt berücksichtigt wurde, liegen immer noch deutlich unter den Versuchswerten und bestätigen, dass ein Einhängeneffekt bei Sondernägeln die Tragfähigkeit signifikant erhöht.

Für die Stahlblech-Holz-Verbindungen wurden die Gleichungen (15) und (20) angewendet. Obwohl ein geometrisch „dünnere“ Stahlblech verwendet wurde, stellte sich eine Einspannung der Nägel im Stahlblech ein, was zu zwei Fließgelenken je Scherfuge führte. Daher wurden die Gleichungen für dicke Stahlbleche zugrunde gelegt.

Ebenso wie in der Versuchsreihe A2 wurde der Einhängeneffekt bei der Ermittlung der theoretischen Tragfähigkeiten berücksichtigt. Allerdings wurde der Kopfdurchziehparameter nicht ermittelt, da es sich um Stahlblech-Holz-Verbindungen handelte. Eine Abminderung der Tragfähigkeit R_{ax} wurde nicht in Ansatz gebracht, da die Nagellöcher nicht vorgebohrt waren.

Mit der Lochleibungsfestigkeit der OSB-Zwischenschicht von $37,7 \text{ N/mm}^2$ nach Abschnitt 3.3 und der Lochleibungsfestigkeit der Ständer nach Gleichung (10.22a) der E DIN 1052 [3] für Nägel in nicht vorgebohrten Löchern sowie dem Fließmoment von $8,1 \text{ Nm}$ ergeben sich nach den Gleichungen (15) und (20) und der E DIN 1052 [3] die theoretischen Tragfähigkeiten wie in Tabelle 9 angegeben.

Die theoretischen Werte der Tragfähigkeit für eine unverschiebliche Zwischenschicht liegen deutlich näher an den Versuchsergebnissen als die Werte für das Modell mit verschieblicher Zwischenschicht. Bei der Versuchsreihe B2 ist dieses Ergebnis nicht überraschend, da die Zwischenschicht auf den Ständer geklebt wurde. Die Verschiebung in der Klammerverbindung Zwischenschicht-Ständer der Reihe B1 hat die Tragfähigkeit im Vergleich mit der geklebten Verbindung offensichtlich nicht beeinträchtigt. Insbesondere die Berücksichtigung des Einhängeneffektes führte zu sehr gut übereinstimmenden theoretischen Ergebnissen bei der Annahme einer unverschieblichen Zwischenschicht.

5 Schlussfolgerungen

Wegen fehlender Kenntnisse über die Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, bei denen zwischen den zu verbindenden Bauteilen eine Holzwerkstoffplatte angeordnet ist, wurden theoretische Werte der Tragfähigkeit auf der Grundlage der Theorie von Johansen [2] abgeleitet und durch Versuche überprüft. In der Herleitung der theoretischen Modelle wurden zwei Fälle unterschieden: verschiebliche und unverschiebliche Zwischenschicht. Für das Modell mit einer unverschieblichen Zwischenschicht wurden sowohl Versuche mit starrer als auch mit nachgiebiger Verbindung durchgeführt.

Die Verschiebung zwischen dem Holz und der damit verbundenen Zwischenschicht hat die Tragfähigkeit der Verbindungen nicht beeinflusst. Diese Aussage ist dann richtig, wenn die Verbindung zwischen der Zwischenschicht und dem Holz die in die Holzwerkstoffplatte eingeleitete Last übertragen kann. Konservativ sollte die Verbindung zwischen der Holzwerkstoffplatte und dem dahinter liegenden Holz für die gesamte von der eigentlichen Verbindung zwischen den beiden Hölzern zu übertragenden Kraft bemessen werden. In diesem Fall kann das theoretische Modell basierend auf einer unverschieblichen Zwischenschicht für die Berechnung der Tragfähigkeit der Verbindungen angewendet werden. In anderen Fällen sollte das Modell mit verschieblicher Zwischenschicht verwendet werden. Bei dicken Zwischenschichten ist die Tragfähigkeit der Holz-Holzwerkstoff- bzw. Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindung nachzuweisen.

6 Berechnungsbeispiel

In Bild 10 ist ein Anschluss eines Holztafelementes an eine Bodenplatte mittels eines Stahlblechwinkels dargestellt. Dieser Anschluss stellt eine typische Zugverankerung in der Holzrahmenbauweise dar. Im Folgenden wird die Zugkraft, die ein Verbindungsmittel pro Scherfuge aufnehmen kann, mit den zuvor angegebenen Gleichungen berechnet. Dabei wird eine unverschiebliche Zwischenschicht zugrunde gelegt, d. h. dass die Verbindung OSB-Holz z. B. mit Klammern für die zu übertragende Kraft bemessen wurde. Anschließend wird die so ermittelte Tragfähigkeit einem unmittelbaren Anschluss des Winkels an das Holz gegenübergestellt. Die Berechnungsgrundlagen für dieses Beispiel bilden der vorliegende Beitrag und der Entwurf der DIN 1052 [3].

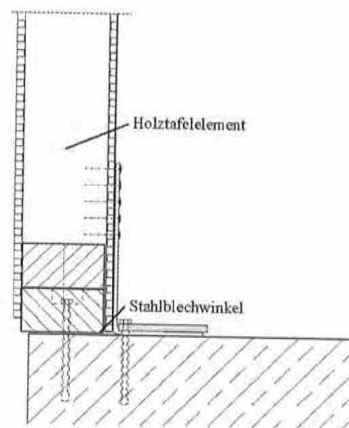


Bild 10: Anschlussdetail Holztafelement-Bodenplatte

Angaben:

- Holztafelement mit Rippen 6/12 cm aus Nadelholz der Sortierklasse S13 ($\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$), Beplankung aus OSB/3 ($t_{zw} = 12 \text{ mm}$)
- Stahlblechwinkel aus S235 ($t = 2 \text{ mm}$), 10 Sondernägel $4,0 \times 40 \text{ mm}$ der Tragfähigkeitsklasse III (nicht vorgebohrt)
- Nutzungsklasse 1, Klasse der Lasteinwirkungsdauer kurz (Wind), $k_{mod} = 0,90$
- Teilsicherheitsbeiwerte: Stahl in Verbindungen $\gamma_{M1} = 1,1$ bzw. $1,2$ bzw. $1,3$ (abhängig vom Versagensmechanismus)

Vorwerte:

Lochleibungsfestigkeit:

Holz:

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{0,3} = 0,082 \cdot 380 \cdot 4^{0,3} = 20,56 \text{ N/mm}^2$$

OSB/3 ($t_{ZW} = 12 \text{ mm}$):

$$f_{h,ZW,k} = 65 \cdot d^{0,7} \cdot t_{ZW} = 65 \cdot 4^{0,7} \cdot 12^{0,1} = 31,58 \text{ N/mm}^2$$

Fließmoment der Nägel:

$$M_{y,k} = 180 \cdot d^{2,6} = 180 \cdot 4^{2,6} = 6617 \text{ Nmm}$$

Einschlagtiefe der Nägel ins Holz: $t_1 = 26 \text{ mm}$

Berechnung der Tragfähigkeit:

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit auf der Grundlage des vorliegenden Beitrags wurden die Gleichungen für eine unverschiebliche Zwischenschicht verwendet, da angenommen wird, dass die OSB-Platte mit einer für die Übertragung der anzuschließenden Kraft ausreichenden Anzahl von Klammern am Holzständer befestigt wurde. Darüber hinaus darf nach E DIN 1052 [3] eine Stahlblech-Holz-Verbindung mit Sondernägeln der Tragfähigkeitsklasse III unter der Annahme eines dicken Stahlblechs bemessen werden, falls die Stahlblechdicke mindestens dem halben Verbindungsmitteldurchmesser entspricht.

Reines Lochleibungsversagen

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw,k} \cdot t_{zw} \cdot d = 20,56 \cdot 26 \cdot 4 + 31,58 \cdot 12 \cdot 4 = 3,65 \text{ kN} \quad (18)$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 3,65 \cdot \frac{0,90}{1,3} = 2,53 \text{ kN}$$

Ein Fließgelenk

$$R_k = 2 \cdot f_{h,1,k} \cdot x \cdot d - f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d + f_{h,zw,k} \cdot t_{zw} \cdot d = 2 \cdot 20,56 \cdot 15,56 \cdot 4 - 20,56 \cdot 26 \cdot 4 + 31,58 \cdot 12 \cdot 4 = 1,95 \text{ kN} \quad (19)$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,95 \cdot \frac{0,90}{1,2} = 1,46 \text{ kN}$$

mit

$$x = -t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} - \frac{f_{h,zw,k} \cdot t_{zw}^2}{2 \cdot f_{h,1,k}} + t_1 \cdot t_{zw} + \frac{t_1^2}{2}} = -12 + \sqrt{12^2 + \frac{6617}{20,56 \cdot 4} - \frac{31,58 \cdot 12^2}{2 \cdot 20,56} + 26 \cdot 12 + \frac{26^2}{2}} = 15,64 \text{ mm}$$

Zwei Fließgelenke

$$R_k = f_{h,1,k} \cdot x \cdot d + f_{h,zw,k} \cdot t_{zw} \cdot d = 20,56 \cdot 3,64 \cdot 4 + 31,58 \cdot 12 \cdot 4 = 1,82 \text{ kN} \quad (20)$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,82 \cdot \frac{0,90}{1,1} = 1,49 \text{ kN}$$

mit

$$x = -t_{zw} + \sqrt{t_{zw}^2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot d} - \frac{f_{h,zw,k} \cdot t_{zw}^2}{f_{h,1,k}}} = -12 + \sqrt{12^2 + \frac{4 \cdot 6617}{20,56 \cdot 4} - \frac{31,58 \cdot 12^2}{20,56}} = 3,64 \text{ mm}$$

Überprüfung des Falles der dicken Zwischenschicht:

Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindung mit dickem Stahlblech, zwei Fließgelenke pro Scherfuge

Gleichung V.15 nach E DIN 1052 [3]:

$$R_k = 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,zw,k} \cdot d} = 2 \cdot \sqrt{6617 \cdot 31,58 \cdot 4} = 1,83 \text{ kN}$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 1,83 \cdot \frac{0,90}{1,1} = 1,50 \text{ kN}$$

Damit wird der Bemessungswert der Tragfähigkeit nach Gleichung 19 mit $R_d = 1,46 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel maßgebend. Bei einer 15 mm dicken OSB-Platte wäre bereits der Fall der dicken Zwischenschicht

maßgebend und der Bemessungswert der Tragfähigkeit wäre $R_d = 1,50 \text{ kN}$.

Berechnet man nun die Bemessungswerte der Tragfähigkeit nach den Gleichungen nach E DIN 1052 [3] für Stahlblech-Holz-Verbindungen für den Fall ohne Zwischenschicht, ergibt sich als maßgebender Wert $R_d = 1,15 \text{ kN}$ je Verbindungsmittel unter der Annahme einer Einschlagtiefe von 38 mm (Gleichung V.14). Dies bedeutet, dass die Vernachlässigung einer unverschieblichen Zwischenschicht in den meisten praktischen Fällen konservativ ist.

7 Literatur

- [1] DIN V ENV 1995 Teil 1-1 (06/1994)
- [2] Johansen, K.W.: Theory of timber connections. International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 9, p. 249-262, 1949
- [3] E DIN 1052 (05/2000)
- [4] DIN EN 409 (10/1993)
- [5] DIN EN 383 (10/1993)
- [6] Blaß, Hans Joachim; Schmid, Martin; Litze, H.; Wagner, Barbara: Nail plate reinforced joints with dowel-type fasteners. World Conference on Timber Engineering 2000, Whistler, Canada 2000. Dep. of Wood Sci., Univ. of British Columbia. S. 8.6.4-1 - 8.
- [7] Werner, H.: Tragfähigkeit von Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen, 1993
- [8] Blaß, H.J. und Laskewitz, B.: Tragfähigkeit von Verbindungen an Holztafelementen. Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe (TH), 2000
- [9] DIN EN 26891 (07/1991)

Prof. Dr.-Ing. Martin Speich

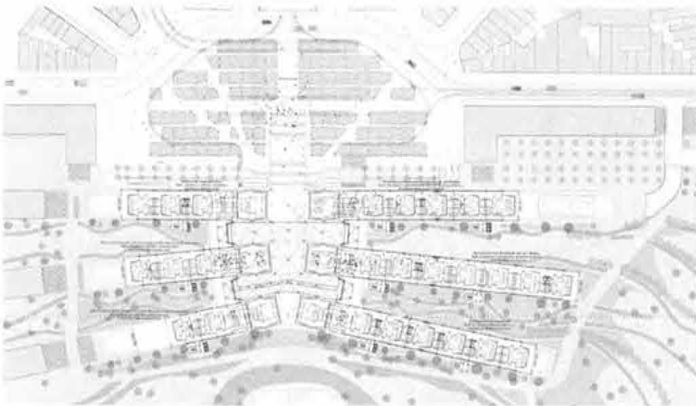


Prüfingenieur für Baustatik
Fachhochschule Lübeck
Ingenieurgesellschaft
Speich, Hinkes, Lindemann
Lange Laube 19
30159 Hannover
Tel.: 0511 123566-60
Fax: 0511 123566-80
E-Mail: shl.ing@t-online.de

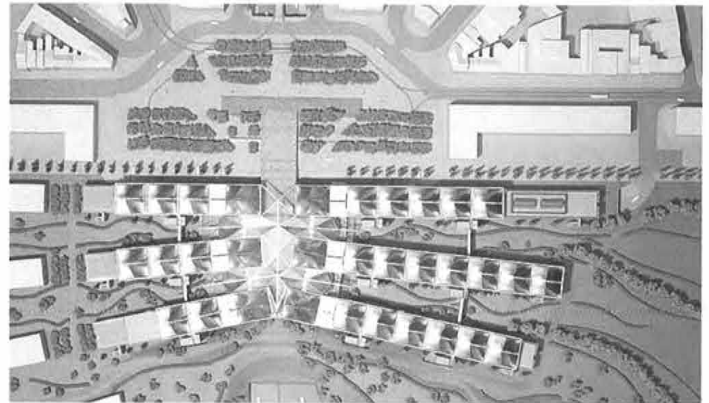
- 1974 Dipl.-Ing., FH Münster
 - 1980 Dipl.-Ing., Universität Hannover
 - 1986 Dr.-Ing., Universität Hannover
 - 1990 Professur „Tragwerke und Holzbau“, Fachhochschule Lübeck
 - 1993 ö.b.u.v. Sachverständiger für „Tragwerke im Holzbau“
 - 1995 Prüfingenieur für Baustatik
 - Seit 1981 Mitinhaber der Ingenieurgesellschaft
Speich - Hinkes - Lindemann, Hannover
- Projekte, Veröffentlichungen und Vorträge
www.shl-ing.com

Möglichkeiten und Grenzen bei Berechnung und ...

... Konstruktion von doppelt gekrümmten Flächentragwerken am Beispiel der Dächer für den Justizpalast Antwerpen



© RRP



© RRP



© RRP



Die hier beschriebene Dachlandschaft besteht aus 26 niedrigeren und sechs steileren Dächern, die jeweils aus zwei schwächer und zwei stärker geneigten Vierteln zusammengesetzt sind.

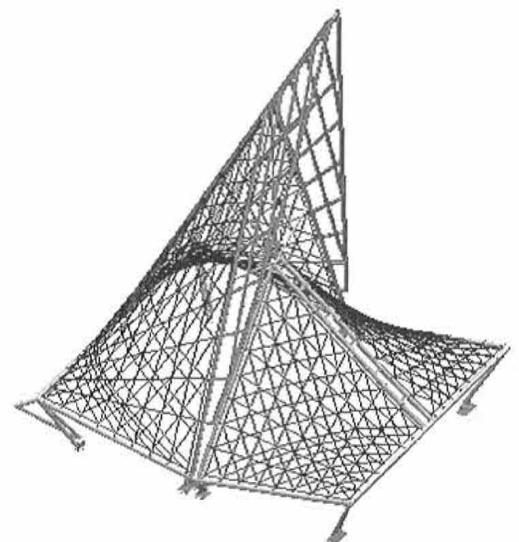
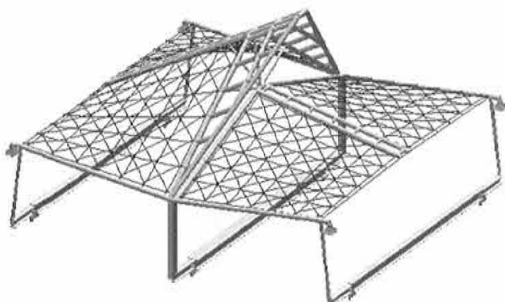
Eine Dachfläche wird charakterisiert durch vier doppelt gekrümmte Dachflächenviertel, die zwischen Stahlrohrträgern liegen.

Die Dachflächenviertel haben jeweils die Form einer hyperbolisch-parabolischen Schale und werden in Holz ausgeführt.

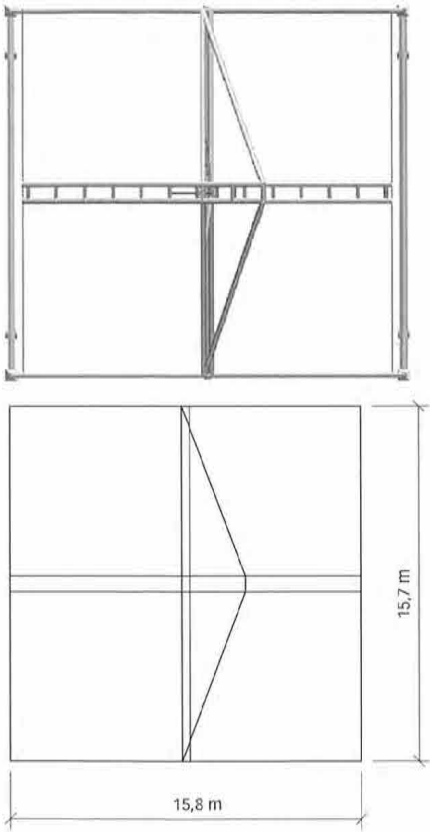
Die Schnittgrößenermittlung erfolgte unter Einbeziehung der Stahlkonstruktion am Gesamtsystem.

Die Erläuterungen zur vorliegenden Konstruktion erfolgen i. W. am niedrigeren Dach.

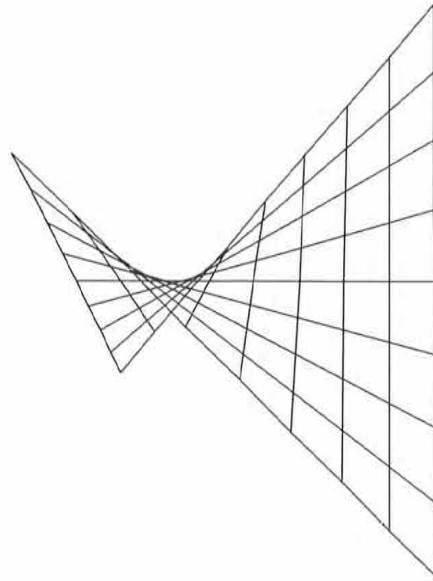
Isometrie der Gesamtsysteme



Stahlkonstruktion im Grundriss

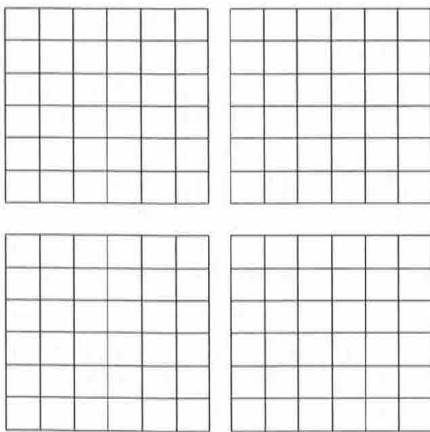


Vorab einige grundsätzliche Betrachtungen zu Hypar-Schalen

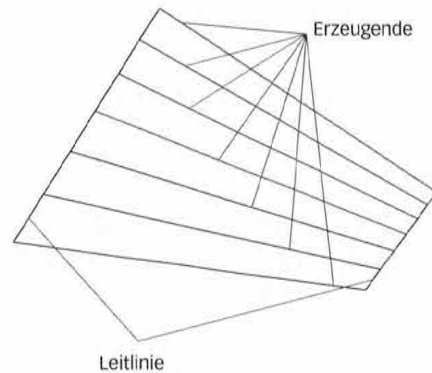


Hyperbolische Paraboloid-Schalen (Hypar-Schalen) sind in sich verwundene, windschiefe Flächen, die doppelt gekrümmt und somit nicht abwickelbar sind. Sie sind sowohl als Regelfläche als auch als Translationsfläche definierbar.

Rippen im Grundriss

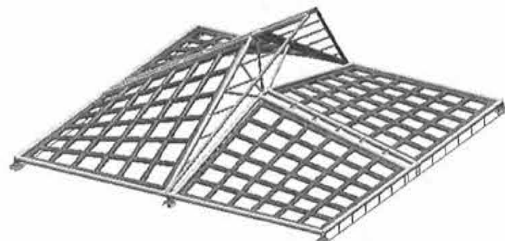
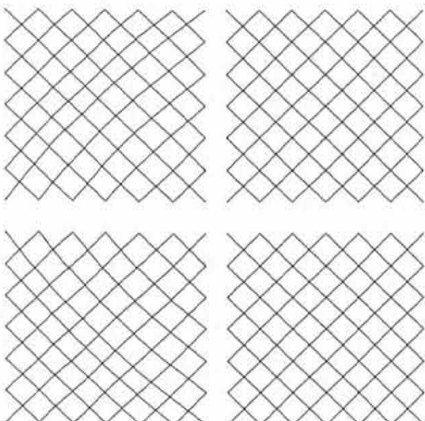


Das Hypar als Regelfläche

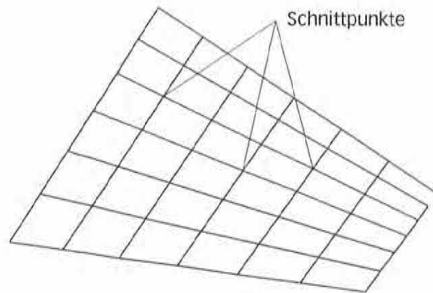


Das Hypar als Regelfläche entsteht, wenn man eine Gerade, die sogenannte Erzeugende, entlang zweier windschiefer Geraden, der Leitlinien, bewegt. Die Leitlinien werden hierzu in jeweils gleich große Abschnitte unterteilt und durch die erzeugenden Geraden verbunden.

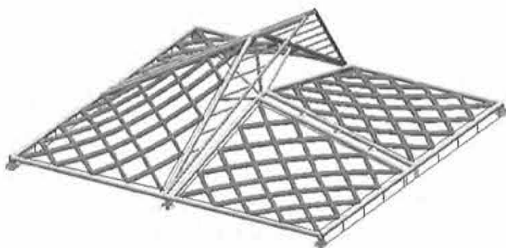
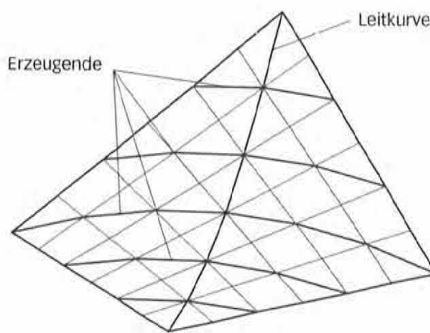
Schalung im Grundriss



Nimmt man nun die gegenüberliegenden Erzeugenden als Leitlinien und verfährt mit ihnen analog, so schneiden sich die kreuzenden Geraden.



Das Hypar als Translationsfläche



Eine Translationsfläche, oder auch Leitkurvenfläche, wird durch erzeugende Kurven entlang einer Leitkurve beschrieben. Die Ebenen, in denen die erzeugenden Kurven liegen, sind hierbei parallel zueinander. Sind sowohl Leitkurve als auch die erzeugenden Kurven Parabeln, ist die Translationsfläche ein Hypar.

Schnitte durch das Hypar liefern Hyperbeln und Parabeln, daher die Bezeichnung „Hyperbolisches Paraboloid“.

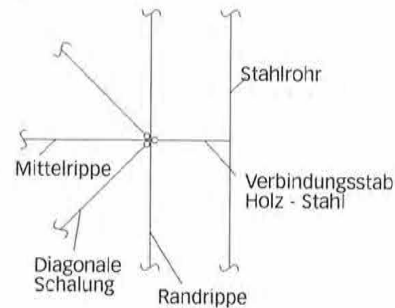
Die Tragkonstruktion der Dächer besteht aus Rippen, die im Grundriss parallel zu den Stahlrohren verlaufen, also den Erzeugenden der Regelfläche entsprechen, und aus diagonal verlaufender, darüber liegender Schalung.

Bei unverschieblicher membrangerechter Lagerung und ausreichender Wölbung der Konstruktion würde sich ein Tragverhalten einstellen, bei dem die Schalung über Normalkräfte (Zug / Druck) die Lasten abträgt (Schalentragswirkung). Die Rippen hätten i. W. stabilisierende Funktion und würden konstruktionsbedingte Biegestörungen aufnehmen.

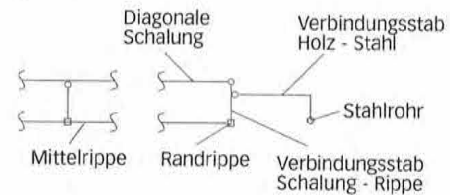
Durch die Nachgiebigkeit der Stahlkonstruktion wirkt die Schalung nur noch bedingt als Hypar-Schale, die Rippen wirken zusätzlich als Trägerrost und als Zug/Druckverbindung der Schalung.

Idealisierung der Dachkonstruktion für die Schnittgrößenermittlung

Grundriß:



Querschnitt:



Konstruktionselemente und Querschnittswerte

Schalung

Die Dachschalung wurde 3-lagig aus Schalungsbrettern NH S10 mit $b / d = 180 \text{ mm} / 25 \text{ mm}$ ausgeführt.

Die parallel zur Verbindung Eckpunkt - Hochpunkt des Dachviertels verlaufende Schalung wird als mittlere Schalungslage 1-lagig ausgeführt.

Die quer dazu verlaufende Schalung ist als obere und untere Schalungslage ausgeführt.

Die Schalung wurde für die Berechnung zunächst idealisiert als zwischen den Rippenknoten kreuzweise diagonal verlaufendes Einzelbrett mit einer ideellen Fläche und einem ideellen Trägheitsmoment.

Als Fläche wurde die 3-fache Fläche eines Schalungsbrettes angesetzt, da sich die dazwischenliegenden Bretter wegen der Nachgiebigkeit der Anschlusskonstruktion und der Biegung der Rippen in Querrichtung teilweise der Lastaufnahme entziehen.

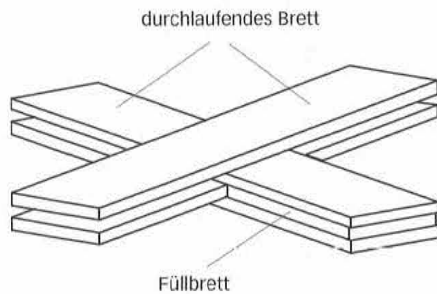
Das (für die Berechnung angesetzte) Trägheitsmoment wurde so bestimmt, dass die Knicklast der Einzeldiagonale größer ist als die im System maximal auftretende Normalkraft. Zusätzlich wurde die Beulsicherheit der Schalung an einem Teilsystem untersucht.

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{s_k^2} \Rightarrow I_{\text{ers.}} = \frac{\max N_d \cdot s_k^2}{\pi^2 \cdot E}$$

Hierdurch wird für das Gesamttragverhalten die Biegesteifigkeit der Schalung überschätzt. Die daraus resultierenden und bei der Berechnung ausgewiesenen Biegemomente werden bei der Bemessung den Rippen zugewiesen.

Rippen

Die Rippen bilden einen Trägerrost und sind aus Einzellamellen aufgebaut. In den Kreuzungspunkten sind die Lamellen wechselweise durchlaufend bzw. gestoßen.



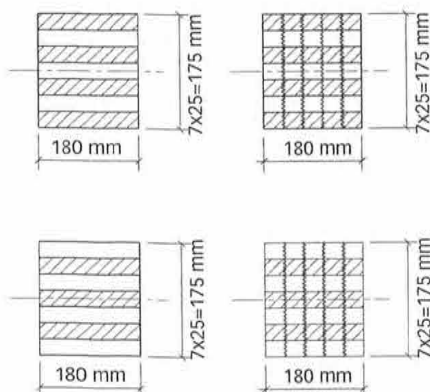
Bei den Randrippen sind die einzelnen Lamellen miteinander verklebt. Die Mittelrippen sind über Schrauben nachgiebig miteinander verbunden (außer an den Endbereichen).

Durch die unterschiedlichen Neigungen der Randrippen (Leitlinien)



sind die Rippen um ihre Längsachse verwunden.

In den Kreuzungspunkten stehen – je nach Richtung – vier bzw. drei



Lamellen für die Aufnahme der Spannungen zur Verfügung.

Die Berechnung derartiger Träger kann grundsätzlich nach der Methode von „Kreuzinger“ (s. auch Schlusssentwurf DIN 1052 „BEKS“) durchgeführt werden.

Hierbei wird die Tragwirkung der einzelnen Rippen dadurch erfasst, dass jede Rippe durch zwei Teil-Träger ersetzt wird:

Ein Schubsteifer Balken (Träger A) mit dem Eigenträgheitsmoment der Lamellen I_c .

Ein Schubweicher Balken (Träger B) mit dem Steineranteil am Trägheitsmoment I_s und der Schubsteifigkeit s_d (Schubsteifigkeit des Querschnittes unter Berücksichtigung der nachgiebigen Verbindung zwischen den Lamellen)

Die Dehnsteifigkeit $E \times A$ wird für die Berechnung dem Träger B, die Torsionssteifigkeit der Einzellamellen dem Träger A zugewiesen.

Beide Träger sind zur Sicherstellung der Verformungsgleichheit untereinander zu koppeln.

Die Biegesteifigkeit $E \times I$ ist nach den bekannten Beziehungen zu ermitteln.

Die Schubsteifigkeit s_d kann nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$s_d = \frac{1}{a^2 \left(\frac{n_1 \cdot d}{G \cdot b} + \frac{n_2 \cdot d}{G_R \cdot b} + \frac{n_3 \cdot s_1}{K} \right)}$$

n_1 = Anzahl der parallel zur Faser beanspruchten Lamellen (im Bereich von a)

n_2 = Anzahl der auf Rollschub beanspruchten Lamellen (im Bereich von a)

n_3 = Anzahl der Scherflächen

s_1 = Verbindungsmittelabstand (in eine Reihe gedacht)

a = Schwerpunktabstand der äußeren Lamellen

G = Schubmodul

G_R = Schubmodul für Rollschub

K = Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel

Bei geklebten Lamellen entfällt der Anteil aus der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel.

Im Bereich zwischen den Knoten wirkt der volle Schub-Querschnitt. Im Knotenbereich wirkt der Querschnitt der durchlaufenden Bretter mit dem bekannten Schubmodul. Für die quer verlaufenden Bretter ist hier der Schubmodul für Rollschub anzusetzen.

Die Schubsteifigkeit kann anteilig der Längen (Feldbereich / Knoten) gemittelt werden.

Die Übertragung der anteiligen Normalspannung zwischen der äußeren durchlaufenden Lamelle und der benachbarten gestoßenen Lamelle erfolgt unmittelbar neben dem Kreuzungspunkt wegen der rel. steifen Verbindung in einem kurzen Bereich (Vergleich der Dehnungsdifferenzen mit der Schubverzerrung).

Bei nachgiebig verbundenen Trägern ist insbesondere zur Erfassung des Stabilitätsverhaltens die Berechnung unter Beachtung der Schubsteifigkeit des Trägers durchzuführen.

Pendelstab (Euler-Fall II):

$$\frac{1}{N_{ki}} = \frac{1}{N_{ki,M}} + \frac{1}{N_{ki,Q}}$$

$$\frac{1}{N_{ki}} = \frac{1}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}} + \frac{1}{G \cdot A_Q}$$

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{G \cdot A_Q}}$$

Ist die Biegesteifigkeit sehr viel größer als die Schubsteifigkeit, wird $N_{ki} \cong G \cdot A_Q$.

Da die Umleitung der anteiligen Normalspannungen der äußeren Lamellen vom Netto-Querschnitt im Kreuzungsbereich in den vollen Querschnitt im Feldbereich über mechanische Verbindungsmittel auf kurzer Länge kaum möglich ist, kann die (geringe) steifigkeitserhöhende Wirkung der Feldbereiche vernachlässigt werden.

Zur Erfassung des globalen Tragverhaltens reicht es i. d. R. aus, lediglich den schubweichen Träger „B“ in der Berechnung anzusetzen.

Der Anteil von Träger „A“ am Gesamttragverhalten ist relativ klein und daher häufig vernachlässigbar.

Wenn jedoch in der Berechnung zusätzlich der Träger „A“ berücksichtigt werden soll, sind für eine zweckmäßige Diskretisierung der Kopplung (Richtung, Biegesteifigkeit) und für die Lagerungs- und Übergangsbedingungen zeitaufwendige Parameterstudien erforderlich, um das reale Tragverhalten ausreichend genau anzunähern. Bei ungeeigneter Wahl der maßgeblichen Werte ergeben sich rechnerisch aus system- und lagerungsbedingten Zwangungen Biegemomente in diesem Träger, die im realen Balken nicht auftreten. Die hierdurch hervorgerufenen Biegespannungen in den Einzellamellen können verhältnismäßig groß werden.

Im Rahmen der statischen Berechnung für das hier vorgestellte Projekt erfolgte die Ermittlung der Querschnittswerte für die Randrippen im Bereich der Kreuzungspunkte mit den Netto-Querschnitten.

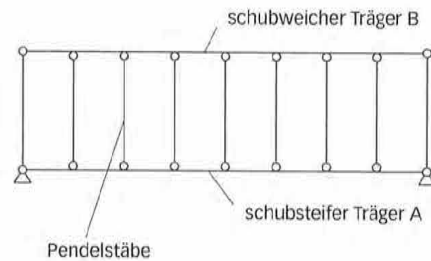
Die höhere Steifigkeit im Feldbereich sowie die Rollschubsteifigkeit der quer verlaufenden Lamellen in den Kreuzungspunkten wurde vernachlässigt, da die Schubsteifigkeit insgesamt relativ groß ist.

Die Ermittlung der Querschnittswerte für die Mittelrippen erfolgte nach der oben beschriebenen Methode.

Die Querschnittswerte wurden jeweils für den „Nachweis der Tragfähigkeit“ und für den „Nachweis der Gebrauchstauglichkeit“ wegen der Unterschiede bei den Ansätzen für die Elastizitäts- und Schubmoduli (Mittelwerte bzw. Fraktilwerte) sowie für die Nachgiebigkeiten getrennt ermittelt.

Für die Schnittgrößenermittlung am Gesamtsystem wurde aus div. Gründen ein schubsteifer Ersatzbalken mit einem ideellen Trägheitsmoment I_1 zugrunde gelegt. Dieses wurde an einem fiktiven Balken unter der Voraussetzung gleicher Verformung wie die Balken (A) und (B) ermittelt. Der fiktive Balken wurde so gewählt, dass er ein dem Gesamtsystem ähnliches Verformungsverhalten aufweist.

Zusätzlich wurde in einer Vergleichsberechnung (ausschließlich mit dem schubweichen Balken (B)) das Stabilitätsverhalten der Rippen überprüft.



Querschnittswerte Stahl S 355

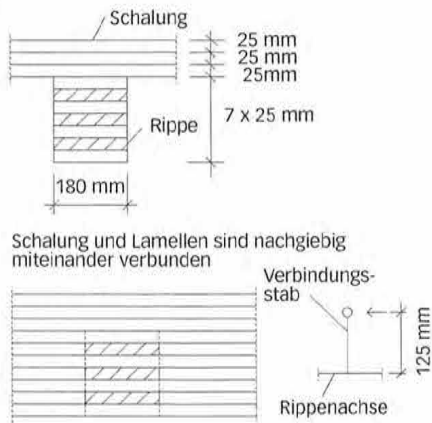
Randträger in Längsrichtung	Ø 244,5 × 10
Randträger in Querrichtung	Ø 244,5 × 20 + T -Profil (gevoutet)
Rohre in Längsrichtung	
zwischen den Schalenvierteln	Ø 244,5 × 10
Obergurt des Fachwerkbinders	Ø 244,5 × 12,5
Untergurt des Fachwerkbinders	Ø 244,5 × 10
Diagonalen des Fachwerkbinders	Ø 139,7 × 6,3
Randträger der auskragenden	
Dachfläche	Ø 168,3 × 10
Pfetten der auskragenden	
Dachfläche	HEA 100
Eckstützen	Ø 168,3 × 12,5
Eingespante Mittelstützen:	gevoutetes Kastenprofil aus Stahlblechen t = 20 mm.

Die Steifigkeit der Stahlbetondecke unter der Stahlkonstruktion wird näherungsweise erfasst.

Verbindungsstab Schalung - Rippe

Schalung und Rippen sind als getrennte Systeme in der Lage, Lasten zu den Auflagern zu übertragen. Die Schalung trägt dabei als Druck-

bogen und als Zugband. Die Rippen stellen die Gesamtstabilität der Schalung sicher und wirken zusätzlich als Trägerrost. Der Verbindungsstab koppelt die beiden Systeme in vertikaler Richtung, so dass eine Lastaufteilung auf die beiden Systeme entsprechend ihrer Steifigkeit erfolgt.



Die Steifigkeit des Verbindungsstabes wird näherungsweise aus der nachgiebigen Verbindung der Lamellen ermittelt.

Für die Verschraubung der Schalung mit den Rippen werden 2 Spax Ø 5 mm je Schalungsbrett angesetzt. Im Wesentlichen beteiligen sich 3 Bretter an der Lastaufnahme.

Für die Verschraubung der Lamellen werden Spax Ø 5mm, a = 150 mm, 4-reihig angesetzt. Je Knotenpunkt beteiligen sich etwa $8 \times 4 = 32$ Schrauben je Lamellenfuge (6 Fugen) an der Lasteinleitung.

Die Nachgiebigkeiten können als Federn K_{ser1} und K_{ser2} (in Reihe geschaltet) betrachtet werden.

Das Trägheitsmoment des auskragenden Verbindungsstabes wird so ermittelt, dass die Kopfverformung unter einer Einheitslast gleich der Verformung der Federn ist.

Da die Lamellen der Randrippe verleimt wurden, ist hier der Anschluss zwischen Schalung und Rippe steifer.

Belastung

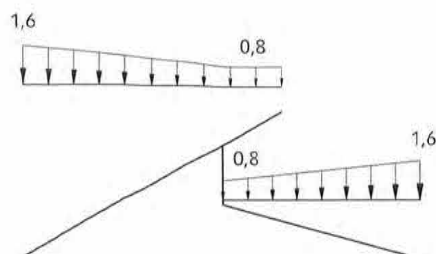
Ständige Last

Aus Holzkonstruktion und Dachdeckung = $1,2 \text{ kN/m}^2$

Schnee

Grundschnellast s_0 : $0,50 \text{ kN/m}^2$

Im Bereich der tieferliegenden Dachteile wird eine Schneeanhäufung berücksichtigt.

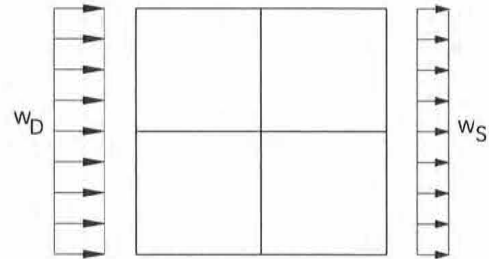


Wind

Windstaudruck q $0,925 \text{ kN/m}^2$

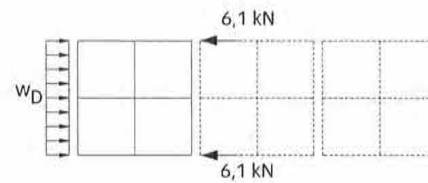
Wind auf die Wand:

Wind in Dachquerrichtung auf die Längswand:



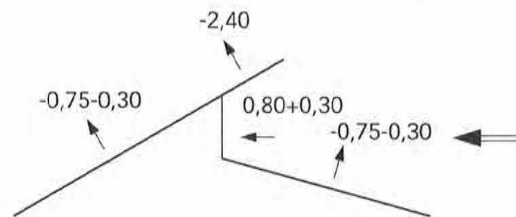
Wind in Dachlängsrichtung auf die Querwand:

Es wird angenommen, dass die Windlast von 3 hintereinanderliegenden Dachkonstruktionen übertragen wird. Das äußere Dach wird gestützt durch die zwei anschließenden Dächer.

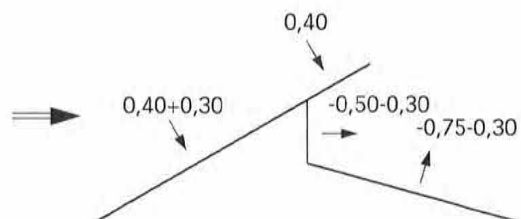


Die Windlastbeiwerte für die Dachfläche sind der nachfolgenden Skizze zu entnehmen (Windkanalversuche).

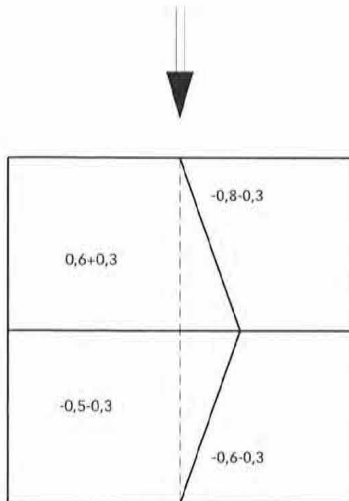
Wind 1: Wind von rechts in Dachlängsrichtung



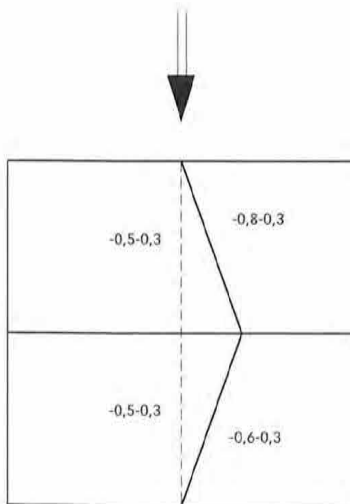
Wind 2: Wind von links in Dachlängsrichtung



Wind 3.1: Wind in Dachquerrichtung



Wind 3.2: Wind in Dachquerrichtung



Temperatur

Im Gebäudeinneren ist eine Temperaturdifferenz von ca. 10° C anzunehmen. Die Beanspruchung aus der Temperaturlast ist für das Holzdach vernachlässigbar.

Lastgruppen

Auf die einzelnen Schalenflächen wirken folgende Lastfälle:

- Gewichtslast in z-Richtung = ständige Last
- Last global in z-Richtung = Schneelast
- Last ⊥ zur Dachfläche = Windlast

Aus den Lastfällen wurden Lastgruppen gebildet. Für diese erfolgte die Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung.

Nachweis der Tragfähigkeit

Brandbeanspruchung

Auf der unteren Schalungslage ist eine brandschutztechnisch wirksame Folie eingebaut. Die Berechnung der Konstruktion erfolgte daher für die Schalung mit nur zwei Lagen. Die Rippen wurden (entspre-

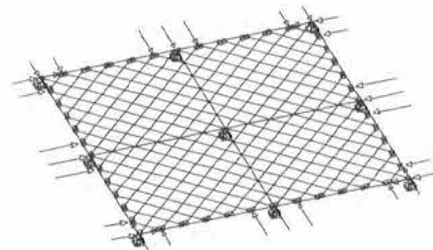
chend der Abbrandraten) mit reduzierten Querschnitten berücksichtigt.

Bemessung der Schalung

Für die Berechnung des Gesamtsystems wurde zur Vereinfachung die Schalung als Einzelstab mit ideellem Trägheitsmoment berücksichtigt. Die Belastung wurde hierbei als Linienlast für die Rippen angesetzt.

Der Lasteintrag in die Rippen erfolgt jedoch über die Schalungsbretter. Die örtliche Biegebeanspruchung und die Stabilität der Schalungsbretter zwischen den Rippen wurde an einem ebenen Teilsystem ermittelt. Auf der sicheren Seite liegend wurde je Richtung nur eine Schalungslage berücksichtigt, und es wurde die bei der Berechnung des Gesamtsystems für die Schalung maximal auftretende Druckkraft in beide Richtungen der Schalungsbretter angesetzt.

Teilsystem



Da zur Gewährleistung der (numerischen) Stabilität für die Berechnung der Einzeldiagonalen ein (zu großes) ideelles Trägheitsmoment angesetzt wurde, ist die Biegesteifigkeit der Schalung für die Berechnung am Gesamtsystem überschätzt worden. Aus diesem Grund muss das in der Berechnung des Gesamtsystems für die Schalung ausgewiesene Biegemoment M_2 im Wesentlichen von den Rippen übertragen werden. Dies wurde bei der Bemessung der Rippen berücksichtigt.

Bemessung der Randrippen

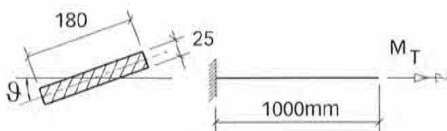
Die Lamellen der Randrippen werden miteinander verleimt. In Längsrichtung der „Schale“ beteiligen sich 4, in Querrichtung beteiligen sich 3 Lamellen an der Lastübertragung.

Die Beanspruchung im Knotenbereich wird mit dem Nettoquerschnitt ermittelt.

Verdrehung der Lamellen: Torsion



Die Lamellen der Rippen werden auf 1 m Rippenlänge etwa um $36^\circ / 8 \text{ m} = 4,5^\circ$ um die Längsachse gedreht.



Durch die aufgezwungene Verformung ergibt sich im Brett eine Torsionsschubspannung, die sich im Laufe der Zeit stark abbaut. (Versuche an der FH Bielefeld / Prof. Dr.-Ing. Hinkes)



Bemessung der Mittelrippen

Die Beanspruchung wird anteilig entsprechend der Steifigkeit einem schubweichen Balken (Träger B) mit I_s (Steineranteil am Trägheitsmoment) und ϵ_d (Schubsteifigkeit unter Berücksichtigung der nachgiebigen Verbindung zwischen den Lamellen) und einem schubsteifen Balken (Träger A) mit I_e (Eigentragheitsmoment der Lamellen) zugewiesen.

Spannungsnachweise

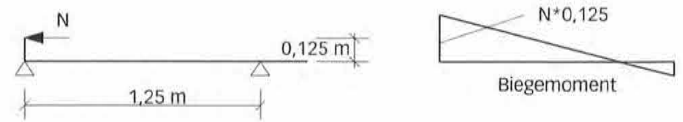
Die Lamellen werden miteinander verschraubt. Lediglich in den hoch beanspruchten Randbereichen erfolgt eine Verleimung.

Normalspannungen

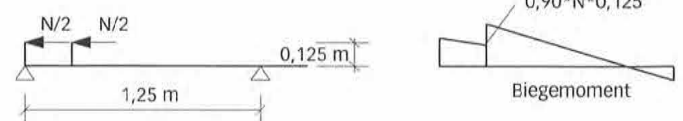
Randbereich:

Im Randbereich sind die Rippen miteinander verleimt. In der EDV wurde der Übergang Schalung - Rippe konzentriert im Knoten angenommen. Die Lasteinleitung in die Randrippe erfolgt jedoch in einem größeren Bereich, so dass der Spitzenwert des Momentes sich abbaut. Das Endmoment wird mit 90 % des ausgewiesenen Wertes berücksichtigt.

System mit konzentrierter Normalkrafteinleitung:



System mit verteilter Normalkrafteinleitung:



Mittelbereich:

Bei der Bemessung der Rippen wird zusätzlich das maximale Biegemoment der Schalung berücksichtigt.

Das Gesamtmoment wird etwa zu 97 % vom schubweichen Querschnitt mit I_s und zu 3% vom schubsteifen Querschnitt mit I_e übertragen.

Auf dieser Basis wurden die Extremwerte der Rand- und Schwerpunktspannungen nachgewiesen.

Schubspannung

Randbereich:

Die Lamellen der Rippen werden in den Randbereichen miteinander verleimt.

Mittelbereich:

In den Mittelbereichen erfolgt eine Verschraubung der Lamellen.

Die Querkraft wird etwa zu 97% vom schubweichen Querschnitt mit I_s und zu 3% vom schubsteifen Querschnitt mit I_e übertragen.

Nachweis der Verbindungsmittel

Zur Aufnahme des Schubflusses zwischen den einzelnen Lamellen wurden Schrauben eingebaut.

Schrauben Spax \varnothing 5 mm

4-reihig, im Mittel $a = 150$ mm

Bezüglich der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel bestehen erhebliche Reserven, da diese mit dem 5% -Fraktilwert ermittelt wurde. Bei der Vielzahl der ausgeführten Schrauben wäre es u. U. gerechtfertigt, den Mittelwert anzusetzen.

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Durch die Krümmung der Schale ist eine ausreichende Überhöhung der Dachfläche vorgegeben. Die maximale Verformung ist so zu begrenzen, dass infolge der Durchbiegung keine Schäden an der Dachhaut auftreten.

Die maximale elastische Verformung der Holzschale ergibt sich zu 25,3 mm.

Mit Berücksichtigung der Kriechverformung für die ständige Belastung erhält man:

$$u_{fin} = 32,9 \text{ mm} < 8000 / 200 = 40 \text{ mm}$$

Einen wesentlichen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit der Dachhaut haben die Verformungen nach Fertigstellung der Konstruktion:

- Kriechverformung infolge ständiger Belastung
- Durchbiegung infolge Schnee und Wind.

$$u = 20,3 \text{ mm} < 8000 / 300 = 26,7 \text{ mm}$$

Konstruktive Details

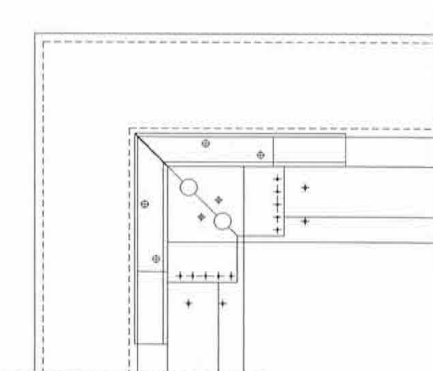
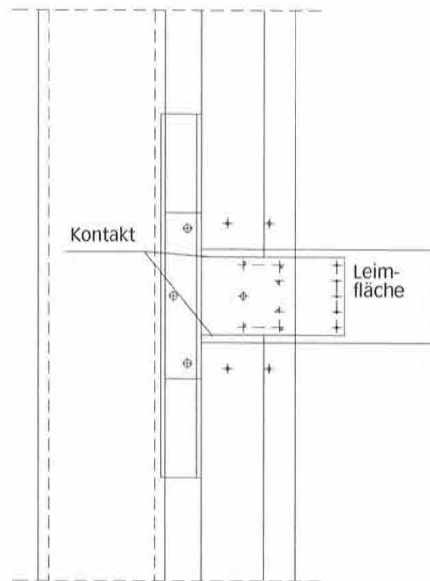
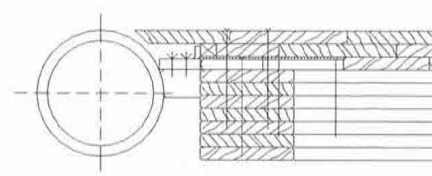
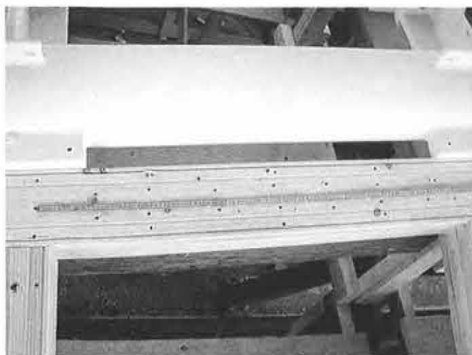
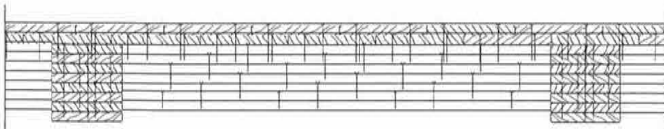
Ausführung der Rippen

Die Lamellen der Rippen werden im Mittelbereich über Spaxschrauben $\varnothing 5$ nachgiebig miteinander verbunden.

Im Endbereich der Mittelrippen und bei den Randrippen erfolgt die Verbindung der Lamellen über eine Schraubpressleimung.

Im Kreuzungspunkt der Rippen wird eine durchgehende Spaxschraube $\varnothing 10$ vorgesehen.

Querschnitt



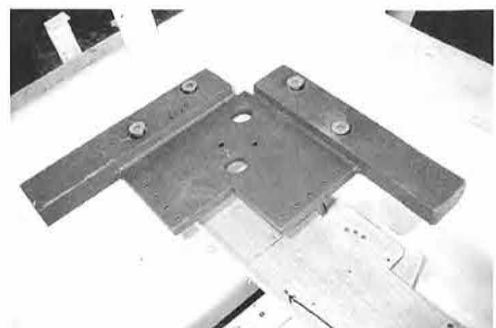
Verbindung Schalung - Rippen

Im Mittelbereich dient die Verbindung Schalung - Rippe im Wesentlichen zur Aufnahme von Stabilisierungskräften und erfolgt konstruktiv.

Im Randbereich müssen die Schalungskräfte an die Rippen und die Stahlkonstruktion übertragen werden.

Die mechanische Befestigung erfolgt wie im Mittelbereich.

Im Randbereich erfolgt zusätzlich eine Verleimung der Schalungslagen untereinander und der Schalung auf den Rippen.



Verbindung Holzkonstruktion – Stahlkonstruktion

An jedem Knoten Randrippe - Mittelrippe werden Stahlanschlussstücke vorgesehen, über die Normalkräfte und Querkkräfte aus der Holzkonstruktion an die Stahlkonstruktion übertragen werden.

Drucknormalkräfte aus der Schalung und den Rippen werden über Kontakt übertragen.

Querkkräfte in Richtung der Randrippen werden ebenfalls über Kontakt übertragen.

Querkkräfte in vertikaler Richtung werden über Spaxschrauben $\varnothing 12$ an die Stahlanschluss-Stücke übertragen.

Zugnormalkräfte werden über vorgebohrte Sondernägel $\varnothing 6$ an die Stahlanschlussstücke übertragen. Entsprechend der Größe der Zugkraft erfolgt eine Abstufung der Nagelanzahl.

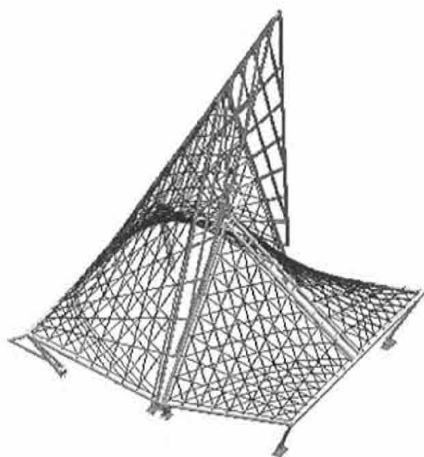
Tragfähigkeit von selbstbohrenden Holzschrauben $\varnothing 5$ auf Abscheren

Für selbstbohrende Holzschrauben existiert noch keine Zulassung, die an das Sicherheitskonzept des EC 5 angepasst ist. Die Tragfähigkeiten wurden daher entsprechend einer gutachterlichen Stellungnahme von Prof. Dr. - Ing. H.J. Blaß und dem Schlusssentwurf der Bemessungsnorm DIN 1052 im Holzbau (BEKS) ermittelt.

Tragfähigkeit von selbstbohrenden Holzschrauben $\varnothing 10$ und $\varnothing 12$ auf Zug

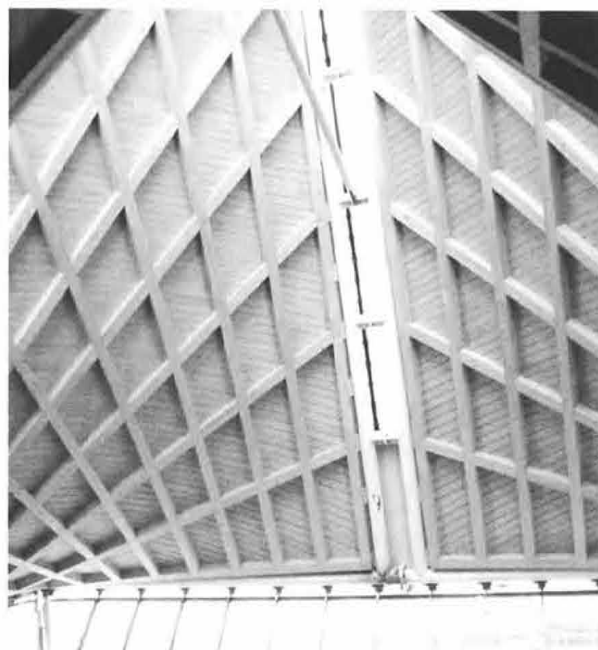
Die Tragfähigkeitswerte werden entsprechend der Zulassung Z-9.1-519 und der gutachterlichen Stellungnahme von Prof. Dr.-Ing. H.-J. Blaß ermittelt.

Anmerkungen zu dem steilen Dach



Beim steilen Dach ergeben sich aufgrund der Geometrie und der höheren Windbelastung bereichsweise deutlich größere Beanspruchungen als beim kleineren Dach. Die Rippen haben daher zwei zusätzliche Lamellen und sind komplett verleimt.

Es ergeben sich stark rautenartige Rippenfelder mit entsprechend großen Knotenabständen. Die Randrippen sind daher bereichsweise auch noch einmal zusätzlich zwischen den Knoten an die Stahlkonstruktion angeschlossen.



Die Schalung ist bereichsweise stark gekrümmt. Die hierbei entstehenden Biegespannungen liegen im Bereich der Festigkeit von NH, so dass Lamellen aus Kerto-FSH eingebaut wurden. In Vorversuchen an der FH Lübeck konnte gezeigt werden, dass sich derartige Spannungen in kürzester Zeit sehr stark abbauen. Sie wurden daher in Anlehnung an gekrümmte BSH-Träger auch nicht weiter verfolgt.



In Teilbereichen musste die Schalung wegen der großen Anschlusskräfte über eine geklebte Verbindung mit Hilfe von Stahllaschen an die Stahlrohrkonstruktion angeschlossen werden.

Abschließend sei angemerkt, dass die bei der Diskretisierung der Konstruktion vorgenommenen „Vereinfachungen“ über Grenzwertbetrachtungen auf Eignung für eine hinreichend genaue statische Analyse geprüft wurden. Die Ergebnisse ließen eine Umsetzung des statischen Systems in eine reale Konstruktion mit ausreichender Sicherheit bezüglich der Tragfähigkeit zu. Eine rechnerische Erfassung des Tragverhaltens ist jedoch aufgrund der Vielfalt von erforderlichen Annahmen nur sehr begrenzt möglich.

Am Bau Beteiligte

Architekt:	Architectural Joint Venture Richard Rogers Partnership Van Kerckhove and ARUP
Tragwerksplanung: Gesamt:	Ove Arup & Partners, London
Holzdächer:	Ingenieurgesellschaft Speich - Hinkes - Lindemann, Hannover
Bauherr:	Regie der Gebouwen Antwerpen / Belgien
Ausführung der Holzdächer:	Merk-Holzbau GmbH & Co
Ausführung der Stahlkonstruktion:	Iemants Staalconstructies Belgien

Literatur

- Statische Berechnung der Holzkonstruktion des Dachtragwerkes
Ingenieurgesellschaft Speich - Hinkes - Lindemann / 2003
- DIN V ENV 1995 (EC 5) : Entwurf, Berechnung und Bemessung
von Holzbauwerken
- Blaß, H. J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G.
Schlussentwurf Bemessungsnorm Holzbau BEKS
- Forschungsbericht der TU-München, Fachgebiet Holzbau
Flächentragwerke - Berechnung und Konstruktion,
Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V.
- Kreuzinger, H.: Bemessung im Holzbau, Verbundkonstruktionen
Holzbaukalender 2002, Bruderverlag
- Thier, B.: Entwurf, Berechnung und Konstruktion eines
Holzdaches als Hypar-Schale
Diplomarbeit an der FH Bielefeld;
Betreuer: Prof. Dr.-Ing. F.-J. Hinkes
- Wörzberger, R.: Eine modellstatisch unterstützte Entwurfsme-
thode für kombinierbare Flächentragwerke aus polyedrischen
hyperbolischen Paraboloiden, Dissertation, Universität
Hannover, Institut für Tragkonstruktionen und konstruktives
Entwerfen.



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 - 99
E-Mail: info@bruderverlag.de

Ihr direkter Kontakt zu uns:

Fragen zum Buch- und Zeitschriftenprogramm:
Evi Beihofer (07 21) 9 13 88 - 52

Karlsruher Tage 2004 –
Informationen und Anmeldung:
Marina Vasilj (07 21) 9 13 88 - 15

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. € 63,-

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.

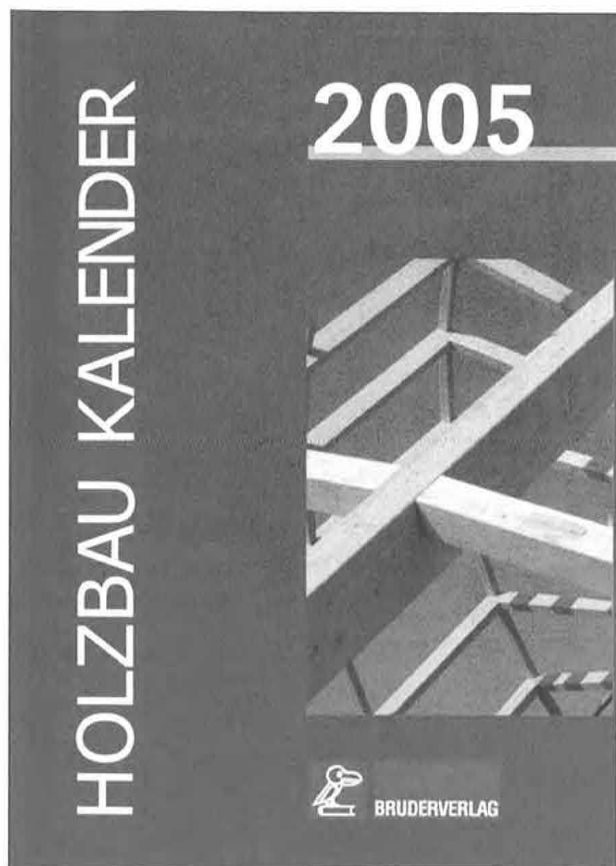


Wärmebrücken im Holzrahmenbau

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.

Das Nachschlagewerk für Ingenieure, Architekten und Holzbauer



Der Holzbau Kalender - als Reihe mit der Ausgabe 2002 erstmals erschienen - bietet Ihnen:

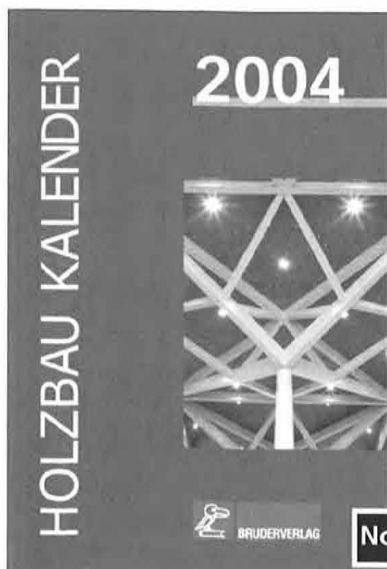
- den **Abdruck aktueller Normen**, die den Holzbau betreffen im Volltext.
- **Bautabellen** für den Holzbau mit ausführlicher Vorstellung.
- Umfassende Beschreibung und Erläuterung von **Bauprodukten**, die dem Planer schon in frühester Planungsphase als Entscheidungshilfe dienen können und **Bauarten**, die im traditionellen und im modernen Holzbau verwendet werden.
- jährlich wechselnde Fachbeiträge zu aktuellen Sonderthemen von namhaften Autoren.

Die Beiträge der Ausgabe 2005:

Mit neuen Fachbeiträgen u. a. zu den Themen:

- ⌘ Neue Holzbaunorm DIN 1052: 2004-08
 - ⌘ Knicken und Kippen von Holzbauteilen
 - ⌘ Altbauten
 - ⌘ Werkstoffe des Holzbaus
 - ⌘ Bauproduktenrichtlinie: Stand der Umsetzung
- sowie eine vollständig aktualisierte und ergänzte Übersicht von mehr als 230 genormten und bauaufsichtlich zugelassenen Bauprodukten und zahlreichen Vorschriften, Richtlinien und Kommentaren.

Ca. 690 Seiten, Format 14,8 x 21 cm, gebunden € 103,-



Die **Ausgabe 2004** ist - in begrenztem Umfang - noch zu haben.

Umfassende Beschreibung genormter und bauaufsichtlich zugelassener Produkte für den Holzbau (Stand 9-03) von N. Balmer und H. Quitt, DIBt

Holzbrücken (Teil 2) – Holzschutz und Bemessung von Dr. G. Schickhofer, Graz, und Dr. A. Bernasconi

Zustimmung im Einzelfall, Typenprüfung – Verfahrensabläufe von E. Kühnemann und Dr. Werner

Selbstbohrende Holzschrauben – Verbindungsbemessung, Anwendungen von Prof. H.J. Blaß und I. Bejtka

Fachwerksanierung von Prof. M. Gerner

Transportverankerungen im Holzbau von M. Bernhard

Normen, u.a.: Lastannahmen (DIN 1055-100), Holzbau (DIN 1052), Holzschutz (DIN 68800), Fliegende Bauten (DIN 4112).

695 Seiten, Format 14,8 x 21 cm, gebunden € 103,-

Noch zu haben!

Kombi-Angebot: Ausgabe 2005 und 2004 zusammen zum Sonderpreis von € 180,-

