

**Ingenieurholzbau
Karlsruher Tage**

2008

Forschung für die Praxis

9. und 10. Oktober 2008



Tagungsband



Universität Karlsruhe (TH)
Forschungsuniversität · gegründet 1825

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

Herausgeber:

Bruderverlag, Albert Bruder GmbH & Co. KG
Stolberger Straße 84
50933 Köln
Telefon: ++49(0)221/5497-0, Fax: ++49(0)221/5497-326
E-Mail: red.bauenmitholz@bruderverlag.de
Layout und Produktion: Werner Lieber
Druck: KLIEMO-PRINTING, Eupen

Tagungsprogramm

Donnerstag, 9. Oktober 2008

- 12:15 Ankunft der Teilnehmer, Aushändigen der Unterlagen, Begrüßungskaffee
- 13:00 Eröffnung und Begrüßung
- 13:15 „Alte Häuser - neue Nutzung - Erfahrungen und Schlussfolgerungen aus Umbauten alter Dachtragwerke infolge geänderter Nutzung“
Dipl. Ing. Kurt Pock, Ingenieurkonsulent für Bauingenieurwesen, Spittal
- 14:00 „Neuartige Wandbauweisen - Untersuchungen an aussteifenden Wandscheiben in Einzelelementbauweise“
Dipl.-Ing. Patrick Schädle, Universität Karlsruhe
„Holzfaserdämmplatten als tragende Beplankung von aussteifenden Holztafeln“
Dipl.-Ing. Gunnar Gebhardt, Universität Karlsruhe
- 15:00 Kaffeepause
- 15:45 „Mit Schrauben bewehren“
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz, RWTH Aachen, und Dipl.-Ing. Christoph Koj, RWTH Aachen
- 16:30 „Bemessung von Holztragwerken unter Erdbebenbelastung“
Dipl.-Ing. Burkhard Walter,
B. Walter Ingenieurgesellschaft mbH, Aachen
- 17:15 „Holzschutz: Aktueller Stand der Wissenschaft und Technik“
Akademischer Direktor i.R. Dipl.-Ing. Boromir Radovic, Knittlingen
- 20:00 Gemütliches Beisammensein im Hoepfner Burghof mit Buffet

Freitag, 10. Oktober 2008

- 9:00 „Fachwerkträger – Neue Ansätze bei Material und Verbindungen“
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Universität Karlsruhe
- 9:45 „Korrosionsverhalten der Baumaterialien in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz“
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulf Nürnberger, Universität Stuttgart
- 10:30 Kaffeepause
- 11:00 „Neue Erkenntnisse zur Biegefestigkeit von Brettschichtholz aus Nadelholz“
Dr.-Ing. Matthias Frese, Universität Karlsruhe
- 11:45 „Die offene Holzfachwerkbrücke in Sneek (NL) –
Ein innovatives Bauwerk für den Schwerlastverkehr aus modifiziertem Holz “
Dipl.-Ing. Rouven Erhardt, Ingenieurbüro Blaß & Eberhart, Karlsruhe, und
Dipl.-Ing. (FH) Jürgen Schaffitzel, Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG, Schwäbisch Hall
- 12:30 Schlusswort

Vorwort

Nachhaltigkeit und Innovation

Nachhaltigkeit – zur Zeit allgegenwärtiges Thema – beginnt mit der Dauerhaftigkeit, alle übrigen Aspekte können erst danach betrachtet werden. Holz ist als biologischer Baustoff dem Naturkreislauf entsprechend einem großen Potenzial an natürlichen Zersetzungsgefährdungen ausgesetzt. Aber auch die Metalle, mit denen Holz zu Konstruktionen gefügt wird, können durch korrosive Einflüsse natürlich verändert und zerstört werden. Die neuesten Erkenntnisse zu diesen Dauerhaftigkeitsfaktoren bilden einen Schwerpunkt unserer „**Karlsruher Tage 2008**“.

Die Nutzbarkeit der Nachhaltigkeit von hölzernen Werkstoffen im ökologischen Gefüge setzt ihre technische Verwendbarkeit und ihre wirtschaftliche Marktfähigkeit voraus. „Forschung für die Praxis“ zeigt in dem zweiten Schwerpunkt neue technische Verwendungsmöglichkeiten von Holz auf. Diese Verbesserungen der Holznutzung sind die Eingangsvoraussetzungen zum Erreichen noch höherer Effizienz mit unserem Klimaschutzwerkstoff.

Hans Joachim Blaß
Klaus Fritzen

Sponsor der Karlsruher Tage 2008 ist:



Inhaltsverzeichnis

1	Alte Häuser - neue Nutzung - Erfahrungen und Schlussfolgerungen aus Umbauten alter Dachtragwerke infolge geänderter Nutzung Dipl. Ing. Kurt Pock	
1.	Eingangsüberlegung	7
2.	Bewertung des Bestandes	7
3.	Sicherheitskalibrierung	8
4.	Untersuchung des Bestandes	8
5.	Statische Modellbildung	9
6.	Umsetzung	10
7.	Umgesetzte Beispiele	10
8.	Ferienhaus Höfer	10
9.	Duldsamkeit der Baustruktur	11
10.	Sprungturm Millstatt	11
11.	Dachgeschossausbau Gasthof Kreinerhof	11
12.	Schlussbetrachtung	13
13.	Literatur	14
2	Neuartige Wandbauweisen - Untersuchungen an aussteifenden Wandscheiben in Einzelelement-Bauweise Dipl.-Ing. Patrick Schädle	
1.	Einleitung	17
2.	Vorstellung der Einzelelement-Bauweise	17
3.	Verhalten von Holzbauten unter Erdbeben- und Sturmlasten	18
4.	Versuche an Wänden in Einzelelement-Bauweise	19
5.	Literatur	25
	Holzfaserdämmplatten als tragende Beplankung von aussteifenden Holztafeln Dipl.-Ing. Gunnar Gebhardt	
1.	Einleitung	27
2.	Eigenschaften von HFDP	27
3.	Nachweise von Wandtafeln	28
4.	Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit von Nägeln in HFDP	29
5.	Ermittlung der Rückendurchziehtragfähigkeit von Klammern in HFDP	30
6.	Erweiterung der Johansen-Theorie	31
7.	Ermittlung der Schubfestigkeiten und Schubmoduln von HFDP	32
8.	Versuche mit Wandscheiben	32
9.	Zusammenfassung	35
10.	Literatur	35
3	Mit Schrauben bewehrtes Holz Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz, RWTH Aachen, und Dipl.-Ing. Christoph Koj, RWTH Aachen	
1.	Einführung	39
2.	Statisch-konstruktive Vorüberlegungen zum Bewehren von Holzbauteilen mit Schrauben	39
3.	Versuche zur Verstärkung von Balken	40
4.	Versuche an Fügungsdetails	41
5.	Zusammenfassung und Ausblick	44
6.	Literatur	45
4	Bemessung von Holztragwerken unter Erdbebenbelastung Dipl.-Ing. Burkhard Walter	
1.	Einleitung	47
2.	Grundlagen	47

3.	Erdbebengerechter Bauwerksentwurf	47
4.	Erdbebeneinwirkung	48
5.	Berechnung eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkung	48
6.	Gebäude ohne rechnerischen Nachweis – DIN 4149 Tabelle 8	49
7.	Duktilitätsklassen	50
8.	Ersatzbiegesteifigkeit – Berechnung der Schwingdauer	51
9.	Aufteilung der Horizontalkräfte	52
10.	Hallentragwerke	54
11.	Zusammenfassung/Fazit	55
12.	Literatur	57
5	Holzschutz: Aktueller Stand der Wissenschaft und Technik Akademischer Direktor i.R. Dipl.-Ing. Boromir Radovic	
1.	Allgemeines	59
2.	Vorbeugende bauliche Maßnahmen	59
3.	Beispiele für empfindliche Anwendungsbereiche des Holzes	63
4.	Beispiele für Konstruktionen in der Gebrauchsklasse GKO	64
6	Fachwerkträger – Neue Ansätze bei Material und Verbindungen Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß	
1.	Einleitung	67
2.	Überlegungen zur Materialwahl und zur Knotengestaltung	67
3.	Beispielrechnung	69
4.	Literatur	87
7	Korrosionsverhalten der Baumetalle in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz Prof. Dr.-Ing. habil. Ulf Nürnberger	
1.	Einleitung	89
2.	Korrosionsbelastung in der Atmosphäre [1,2]	89
3.	Regelwerke	93
4.	Korrosion der Baumetalle in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz [1]	96
8	Neue Erkenntnisse zur Biegefestigkeit von Brettschichtholz aus Nadelholz Dr.-Ing. Matthias Frese	
1.	Einleitung	105
2.	Ausgangssituation	105
3.	Simulation der Brettschichtholz-Biegefestigkeit	107
4.	Festigkeitsmodelle	110
5.	Zusammenfassung	115
6.	Literatur	117
9	Die offene Holzfachwerkbrücke in Sneek (NL) – Ein innovatives Bauwerk für den Schwerlastverkehr aus modifiziertem Holz Dipl.-Ing. Rouven Erhardt und Dipl.-Ing. (FH) Jürgen Schaffitzel	
1.	Einleitung	119
2.	Konstruktion	120
3.	Biegesteife Anschlüsse mit eingeklebten Gewindestangen	120
4.	Vorspannung	120
5.	Auflagerkonzept und Zwängungen	121
6.	Statisches Modell und statische Berechnung	122
7.	Korrosionsschutz	123
8.	Aufbau der Brettschichtholzträger	124
9.	Knotenverbindungen	124

Dipl. Ing. Kurt Pock



Ingenieurkonsulent für Bauingenieurwesen
Lehrbeauftragter für Holzbau FH Kärnten,
FH Salzburg
Neuer Platz 8,
A-9800 Spittal / Drau,
www.pock.cc

- | | |
|-----------|---|
| 1983-95 | Studium des Bauwesens an der Technischen Universität in Graz,
Vertiefte Ausbildung: Konstruktiver Holzbau bei Prof. Pischl |
| 1996-1999 | Holzbauingenieur bei Holzleimbau Hofer GMBH (Lienz) |
| 1999 | Bürogründung DI Kurt Pock, Ingenieurbüro für Holzbau und
Tragwerksplanung;
Ingenieurkonsulent für Bauingenieurwesen,
Allgemein beeideter und gerichtlich zertifizierter Sachverständiger |
| seit 1997 | Lektor für Konstruktiven Holzbau, FH Technikum Kärnten |
| seit 2000 | Lektor für Konstruktiven Holzbau, FH Holztechnikum Kuchl:
Holztechnik und Holzwirtschaft |
| 2003 | Lehrauftrag FH Dortmund, FB Architektur Baukonstruktionslehre:
Konstruktiver Holzbau |
| 2005 | Gastprofessur TU Graz, Institut für Tragwerkslehre: Tragsysteme |

Alte Häuser, neue Nutzung

Erfahrungen und Schlussfolgerungen aus Umbauten alter Dachtragwerke infolge geänderter Nutzung.



Bild 1 Um- und Zubau des Glocknerhauses im Zuge eines neuen Nutzungskonzeptes als Alpinhotel mit Seminarmöglichkeiten.



Bild 2 Ferienhaus Höfer: Die Mittelfette lagert auf einer Steinkonsole auf, die aus einem gemauerten Kaminpfeiler herausragt.

Eingangsüberlegung

Das Bauen im Bestand stellt für den Ingenieur eine reizvolle und zugleich fordernde Aufgabe dar. Es handelt sich in den meisten Fällen um liebenswerte und schützenswürdige Objekte, die teilweise oder gänzlich einer neuen Funktion zugeführt werden sollen. Meist haben diese Gebäude bereits eine bewegte (Bau)geschichte hinter sich. Das statische Konzept ist empirisch ermittelt, die Lastableitung oft vielschichtig.

Die Aufgabe ist vielfältig, einerseits soll meist im bestehenden, alten Teil wenig verändert werden und wenn, dann meist nur in Form von Reduktion, durch Öffnen und Aufweiten bestehender Strukturen. Andererseits erhöhen sich durch die Umnutzung die Anforderungen an die Bauphysik, Tragfähigkeit und an die Gebrauchstauglichkeit.

Im Bereich der Tragwerksplanung kommen neue Parameter, neue Grenzwerte ins Spiel. Die Sicherheitsüberlegungen waren zur Entstehungszeit der Bauwerke anders gelagert als heute.

Bei Holztragwerken, die meist unausgebaut waren, stand vornehmlich alleine die Tragfähigkeit der Konstruktion im Vordergrund. Es ging vor allem darum, dass das Bauwerk den Belastungen durch äußere Einwirkungen und Nutzlasten standhielt. Die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion im Sinne von Verformungsbeschränkungen hatte bei den oft empirisch entwickelten oder traditionell überlieferten Konstruktionen nicht diese Bedeutung wie heute. Nachstehend wird auf die Punkte Bewertung des Bestandes, statische Modellbildung und die

Umsetzung eingegangen. Dies spiegelt zumeist die persönliche Meinung des Verfassers wieder.

Bewertung des Bestandes

Die Bewertung des Bestandes und hier vor allem des Mauermassenbaus oder gegebenenfalls vorhandener Stahlbetonteile stellt inklusive der Gründungsverhältnisse eine delicate Aufgabe dar.

Planliche Darstellungen oder gar Berechnungen der statisch relevanten Teile sind zumeist nicht vorhanden. Eine detaillierte Befundung ist aufwendig, oft zerstörungsfrei nur bedingt möglich und gleichzeitig sehr kostenintensiv. Zudem ist dieser Bereich nicht zwingend im Auftrag des Tragwerksplaners für den Holzbau enthalten.

Die Argumentation dem Auftraggeber gegenüber über die Notwendigkeit einer detaillierten Untersuchung des Bestandes, der oftmals nur unwesentlich verändert wird, kann sich oft sehr schwierig darstellen. Die Forderungen seitens der Behörden über den Umfang der Berechnung und der Nachweisführung divergiert im großem Maße.

Die Variation reicht vom Nachweis einzelner Bauteile hin zur detaillierten Nachrechnung des gesamten Bestandes. Die Vorstellungen des verantwortungsvollen Ingenieurs und des vordergründig wirtschaftlich denkenden Bauherrn unterscheiden sich oftmals, wenn es zur Festlegung des verfügbaren Honorars für die Begutachtung kommt. Nachstehend sind einige Überlegungen zu diesem umfassenden Thema angeführt.

Sicherheitskalibrierung

Ingenieurtechnisch wesentlich ist die Beantwortung der Frage: Welches Sicherheitsniveau weist der Bestand auf?

Der Umstand allein, dass das Bauwerk Jahrhunderte schadlos überdauert hat, ist noch kein Indiz für ausreichende Sicherheit. Es ist nicht gewährleistet, dass im betrachteten Zeitraum die äußeren Einwirkungen auf das Tragwerk in der möglichen Größe überhaupt aufgetreten sind.

Schneelasten treten im Alpenraum innerhalb der Standzeit der Gebäude noch am ehesten in ihrer maximalen Ausprägung auf. Dies kann auch relativ einfach durch Recherche in Archiven oder durch Befragung der Bewohner erhoben werden.

Bei Einwirkungen durch Wind ist die Feststellung der ertragenen Belastung nicht mehr so einfach nachvollziehbar und noch viel mehr von lokalen Gegebenheiten beeinflusst. Erdbeben treten glücklicher in den meisten Fällen während der Standzeit eines Objektes nicht auf. Eine Aussage über den Widerstand gegen diese Belastungen über die Standzeit des Gebäudes ist so nur kaum möglich. Somit ist die Standzeit eines Gebäudes nur bedingt geeignet, Aussagen über die Standsicherheit zu tätigen.

Die normativen Regelungen können und wollen nicht jeden Gebäudestandort gesondert regeln, daher können die tatsächlichen Einwirkungen stark von den normativen Vorgaben abweichen.

Eigens auf den Standort bezogene Wind- und Schneelastgutachten sind eine gute Möglichkeit die spezifische Einwirkungssituation zu ermitteln. Gerade bei Objekten, die weit außerhalb der bewohnten Kernzonen liegen, ist dieser Weg sinnvoll und effizient. Als Beispiel sei der Standort Glocknerhaus (2.131 m üb. NN) genannt (*Bild 1*). Die gutachterlich bestätigten Schnee- und Windlasten lagen weit unter den aus den von der Seehöhe abhängigen Formalismen der Belastungsnorm errechneten Werten.

Zudem bestätigt eine schadlos überstandene Belastungssituation nur die Tragfähigkeit des Bauteils auf Traglastniveau. Eine Aussage über das Sicherheitsniveau, über die Einhaltung der Gebrauchslast ist so kaum möglich.

Es ist durchaus denkbar, dass einzelne Tragwerksteile oder ganze Strukturen bei den ertragenen Belastungen an einer diskreten Stelle dem Bruch oder dem Kollaps schon sehr nahe waren.

Ein vergleichbares Phänomen ist im Bereich des Alpinismus zu beobachten. Es hat sich gezeigt, dass erstaunlicher Weise erfahrene Alpinisten über Gebühr oft in Lawinenunfälle verwickelt sind. Das trotz oder wegen ihres großen Erfahrungsschatzes auf diesem Gebiet. Bei der erfolgreichen (unfallfreien) Befahrung eines steilen Hanges ist der „Abstand“ zum tatsächlichen Auslösen einer Lawine nicht ersichtlich. Viele gerade noch unfallfrei befahrene Lawinhänge können beim Alpinisten zu einer falschen Sicherheitseinschätzung führen. Dieser Abstand zum Kollaps der tragenden Schneedecke kann mit den Sicherheiten im Bauwesen verglichen werden.

Bei jüngeren Objekten können Rückschlüsse über das Sicherheitsniveau in Abhängigkeit von dem Errichtungsjahre und mit der Information,

ob es eine statisch konstruktive Bearbeitung durch einen Ingenieur gegeben hat, gezogen werden. Es ist auch der Umstand zu berücksichtigen, dass sich die Bemessungsnormen der unterschiedlichen Baustoffe verschiedentlich entwickelt haben. Am Beispiel alter Stahlbetontragwerke wurde festgestellt, dass der ehrwürdige Sprungturm in Millstatt aus den 30iger Jahren des 20. Jhdts. (*Bild 6*) nach aktuellen Normen sehr wohl nachweisbar ist. Betonfertigteile-Hallenbinder aus den 70iger Jahren, damals wahrscheinlich im Rahmen der geltenden Vorschriften optimiert, entsprechen in vielen Fällen nicht den gestiegenen Sicherheitsanforderungen der aktuellen Bemessungsnormen.

Eine ähnliche Situation stellt sich bei Umbaumaßnahmen in Gründerzeithäuser in Wien dar.

Beim Umbau eines Dachgeschosses in der Palffigasse ist in jedem Fall erforderlich, die Fundamente des dreigeschossigen Zinshauses durch eine Bodenplatte im Keller zu verstärken, unabhängig wie hoch die zusätzliche Auflast ist. Alleine durch den Umstand, dass eine Veränderung am Gebäude vorgenommen wird und eine neue Baueingabe inklusive statischer Berechnung mit Nachweis der Fundierung erforderlich ist, ergibt sich die Notwendigkeit. Die Verstärkung wäre in diesem Fall auch erforderlich, wenn das neue Lastniveau unter dem bestehenden liegen würde.

Untersuchung des Bestandes

Bei der Begutachtung des Bestandes stellen sich unter anderem folgende Fragen:

„Entspricht die tatsächliche Lastableitung dem augenscheinlich auf den ersten Blick ersichtlichen statischen System?“ „Ist das ursprünglich gedachte System in der Form noch intakt?“ „Ist es durch Veränderungen im Laufe der Zeit oder durch nicht fachgerechte Umbaumaßnahmen abgeändert worden?“ „Wenn ja, welches umgelagerte Tragsystem besteht jetzt?“ „Kann das ursprüngliche Tragsystem im Einklang mit den Veränderungen durch die Umnutzung überhaupt beibehalten werden?“

Dazu einige Ansätze: Innere Zustände biegebeanspruchter, duktiler Bauteile bilden sich äußerlich zumeist durch Verformungen ab, wobei die Kriechverformungen mit einer möglichen großen Streubreite mitzudenken sind. Beim nur gering duktilem Mauerwerk von Wänden und Gewölben zeigen Risse Verformungsunterschiede. Intaktes Mauerwerk lässt, wie schon gesagt, keinen Rückschluss auf das Sicherheitsniveau zu. Bauteile oder Baustrukturen, die durch Stabilitätsverlust versagen können, sind besonders kritisch zu erfassen, weil der Abstand zum Versagen nur gering bis gar nicht durch Verformungen oder Rissbildungen ablesbar ist.

Andererseits sollten verdächtig geringe Verformungen ebenso kritisch hinterfragt werden. Sind geringe bis nicht verformte und offensichtlich nicht belastete Bauteile einer Tragstruktur ein Hinweis auf „innere Lastumlagerung“, auf „Selbstbildung“ einer anderen Tragstruktur als der ursprünglich gedachten? Gewölbe- und Strebenwirkungen verbergen sich zumeist dahinter.

Aus dieser ersten Sichtung des Bestandes ergeben sich die ingenieurtechnischen Fragestellungen, die Bauaufsicht und Bauherr beantworten müssen.

- „Welches Sicherheitsniveau will ich erreichen?“
- „Bei welcher Ausgangssicherheit?“

Die Wahl der Methode obliegt der sorgfältigen Abwägung der Argumente durch den Ingenieur unter Berücksichtigung der lokalen gesetzlichen Anforderungen.

Welcher Ansatz schlussendlich zur Anwendung kommt, hängt von den geplanten Umbaumaßnahmen, vom Umfang der Beauftragung und schliesslich vom Auftraggeber selbst ab.

Sollte es hier unterschiedliche Auffassungen geben, müssen diese in geeigneter Form festgehalten werden. In diesem Fall sei auf die Prüf- und Warnpflicht des Ingenieurs verwiesen.

Bei der Umsetzung haben sich aus der Sicht des Verfassers folgende Grundsätze bewährt:

- Der neue Teil, Dachgeschossausbau, Aufstockung oder Zubau soll vom Gewicht so leicht wie möglich gestaltet sein.
- Bestehende statische Modelle, soweit diese im Bestand bisher funktioniert haben, sollen möglichst beibehalten werden.
- Die Lastaufstandspunkte sollen weitgehend beibehalten werden (Diese Punkte haben sich oftmals über die Standzeit des Gebäudes bewährt).
- Die neue Konstruktion sollte in sich geschlossen sein, um aus vertikalem Lastangriff nur vertikale Auflagerreaktionen im Bestand zu erzeugen.

Statische Modellbildung

Bei alten Tragwerken und hier insbesondere bei Dachtragwerken stellt die Modellierung eine besondere Herausforderung dar. Die alten traditionellen Dachstühle größerer Spannweite sind selten „typenreine“ Konstruktionen. Oftmals sind verschiedene statische Systeme überlagert. Daraus entstehen hochgradig statisch unbestimmte Tragstrukturen, deren Tragverhalten wesentlich von Verschiebungen und Stabverdrehungen an den Verbindungsstellen beeinflusst wird.

Bei der Auslegung der Konstruktion derartiger Tragwerke ist man damals von ganz anderen Voraussetzungen ausgegangen als heute. Hier waren vor allem die Längen und Querschnitte der Hölzer limitierend. Ebenso das Gewicht der Einzelteile bei der Montage. Die Dimensionierung erfolgte nach Überlieferungen bzw. nach eigener Erfahrung. Die klare und einfache Nachweisbarkeit der Tragsicherheit war kein Thema.

Ein modernes Tragwerk entsteht unterschiedlich. Eine klare und wirklichkeitsnahe Modellbildung auf Basis bewährter Ansätze steht im Vordergrund. Daraus ergeben sich in der Mehrzahl der Fälle einfache Tragmodelle, die idealerweise zweidimensional aufgelöst werden können. Die Nachweisbarkeit in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist durch die derzeit gültigen Regelwerke vorgeschrieben.

Im Gegensatz dazu sind die aus Erfahrung und Gefühl heraus entworfenen und entwickelten Tragwerke für den Ingenieur nur unzureichend analytisch wirklichkeitsnah modellierbar. Es fehlen vor allem

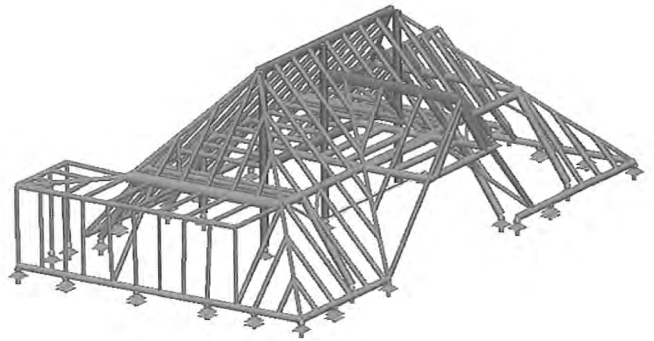


Bild 3 Bestehendes Dachtragwerk als dreidimensionales Stabwerksmodell

die Verschiebungskenngrößen der Verbindungen. Weiters kommen unbekannte Größen wie das Kriechen, Holzfeuchte und Dauerbelastungszustände hinzu.

Um Bau- bzw. Umbaumaßnahmen in alten Dachtragwerken nach den modernen Vorgaben realisieren zu können, wird es jetzt notwendig, die bestehende Struktur in ein entsprechendes einfaches Modell umzuwandeln, das möglichst der Realität entspricht. Da es sich bei diesen Systemen um oftmals vielfach statisch unbestimmte Systeme handelt, ist auch die Bewertung der Steifigkeiten und der Nachgiebigkeit der Anschlüsse und Verbindungsmittel von entscheidender Bedeutung.

Vor der Eingabe ist die Entscheidung zu treffen, ob ein System zwei- oder dreidimensional modelliert wird. Bei zweidimensionaler Abbildung alter Tragwerke werden die Vereinfachungen durch die Nichtberücksichtigung der räumlichen Tragwirkung oft zu groß und somit realitätsfern. Resultierende Verstärkungsmaßnahmen werden unwirtschaftlich.

Bei dreidimensionaler Abbildung kommt neben der Komplexität der räumlichen Eingabe die Lösung vieler Detailprobleme bei der Modellierung hinzu. Als Beispiel sei nur die einfache Kerbe erwähnt - ein Anschluss, der nur Druckspannungen/Druckkräfte übertragen kann. Ein Anschluss, der bei fehlenden oder gering ausgelegtem Sparrennagel keine Zugkräfte übernehmen kann. Bei der Eingabe in einem dreidimensionalen Stabwerksprogramm stellt sich hier die Frage der Umsetzung, welche Freiheitsgrade hier realistischer Weise gegeben werden und ab welchem Grad der Öffnung das System labil bzw. nicht mehr berechenbar wird. Ein sinnvoller Weg ist die „Grenzwertbetrachtung“, eine diametrale Betrachtung konträrer Grenzzustände, die mit modernen Stabwerksprogrammen recht einfach realisiert werden kann. Anders ausgedrückt kann so eine Bandbreite der relevanten Schnittkräfte oder der Verformungen ausgelotet werden. Die Interpretation der Rechenergebnisse erfordert sehr viel Erfahrung.

Eine weitere Möglichkeit stellt die empirische Feststellung des tatsächlichen Verformungsverhaltens als Kontrolle der Berechnung dar. Zumeist erfahren die Konstruktionen während des Umbaus eine vorübergehende Belastungsveränderung durch Abnahme der Dachdeckung, Ausbau von Deckenbestandteilen u.ä. Mittels solcher Lastveränderungen, vorher angebrachter Messpunkte und dem Einmessen vor und nach der Lastveränderung erhält man zuverlässige Werte für diese spezielle Abhängigkeit zwischen Last- und Formänderung. Damit

lassen sich Modellierungen gut überprüfen oder gegebenenfalls mit dem tatsächlichen Verhalten in Einklang bringen.

Umsetzung

Aufwiegen Alt gegen Neu

Ein probates Mittel bestehende intakte Tragwerke einer veränderten Nutzung zuzuführen ist der Ausbau von alten Lasten, Substitution von Elementen, deren Funktion durch leichtere, moderne Baustoffe erreicht werden kann. Dadurch erhält man Spielraum für neue Lasten ohne weitere Nachweise, wenn der Bestand als ausreichend tragsicher anerkannt ist.

Eine detaillierte Untersuchung der Gründungsverhältnisse ist zumeist mit enormen Aufwänden verbunden. Ein gangbarer Weg ist die Gegenüberstellung der alten Lasten mit den neuen Belastungen. Für die Gründung und die aufgehende Struktur bedeutet das zumeist nur eine Zusatzbelastung von wenigen Prozentpunkten. Dies erlaubt eine klare Aussage: Das Sicherheitsniveau der Gründung ist nachher um soundso viel % geringer als bisher. Bauherr und Bauausführung haben somit eine klare Entscheidungsgrundlage.

Als Beispiel für diese Strategie des Aufwiegens der Leichterung gegen zusätzliche Einwirkungen ist ein Betonbau Beispiel, der Sprungturm Millstatt, angeführt.

Konzentration auf bewährte Lastabtragungsstellen

Hier muss zunächst in bewährte und nicht bewährte Stellen unterschieden werden. Bei bereits schadhaft überlasteten Lastabtragungspunkten sollte nach Entlastung oder Lastumleitung auf zuverlässigere Stellen gesucht werden. Zuverlässig erscheinende Stellen einschließlich der Lastweiterleitung bis zur Gründung sollten auf jeden Fall im Detail untersucht werden. Die Untersuchung ist zumeist für wenige relevante Stellen mit vertretbarem Aufwand durchführbar. Überraschungen bleiben da oft nicht aus – wie das Beispiel Ferienhaus Millstatt zeigt.



Bild 4 Ferienhaus Höfer bei Millstatt vor dem Umbau

Umgesetzte Beispiele

In den nächsten Abschnitten werden auszugsweise Erkenntnisse aus bearbeiteten Projekten beschrieben, die die vorangestellten Feststellungen ergänzen.

Beim Wohnhaus Höfer wurde der bereits ausgebaute Dachstuhl umgebaut und generell erneuert, ohne den Bestand im Erdgeschoss großartig zu verändern.

Der Sprungturm Millstatt ist zwar zur Gänze in Stahlbeton ausgeführt, passt aber von der gewählten Vorgangsweise zu dem vorher Gesagten. Im Zuge der Konstruktion des temporären Aufbaus wurde der Bestand im Detail untersucht.

Beim Dachgeschossausbau Gasthof Kreinerhof wurde ein bestehendes Hängewerk durch seitlich beigestellte Brettschichtholzquerschnitte ertüchtigt.

Ferienhaus Höfer

Das Ferienhaus am Millstätter See in Kärnten sollte durch eine Generalsanierung des ausgebauten Dachstuhls an die gehobenen Ansprüche der Besitzer angepasst werden. Dabei blieben die Untergeschosse nahezu unangetastet. Dementsprechend war auch der Auftrag an den Tragwerksplaner definiert.



Bild 5 Verstärkter Auflagerpunkt

Bewährte Lastableitungspunkte

Ein wesentlicher Grundsatz war es hier, die Lasten, die sich durch den Umbau nur geringfügig erhöht hatten, an den „alten bewährten Lastaufstandspunkten“ abzuleiten.

Die Untersuchung der Lastaufstandspunkte durch Öffnung hat einige Überraschungen gebracht. Ein solide erscheinender Auflagerpunkt hat sich als „Natursteinkonsole“, die aus dem tragenden Kaminpfeiler herausragt entpuppt (Bild 2). Nach detaillierter Untersuchung der Lastfort-

leitung durch diesen Pfeiler in den Untergeschoßen und in Ermangelung möglicher Alternativen wurde dieser Punkt nach heutigen Vorstellungen verstärkt. Auf diesem Punkt wurde ein Stahlträger des neuen, veränderten Dachstuhles aufgesetzt. Um mögliche Versatzmomente entsprechend zu verteilen und die Lasteinleitung in das Ziegelmauerwerk zu vergleichmäßigen, wurde der Pfeiler mit Stahlwinkeln umklammert. Der entstandene Hohlraum ist durch Quellmörtel ausgefüllt (Bild 5). Gleichzeitig wurde die horizontale Lastableitung klar definiert über die Außenwände geführt. Diese Entscheidung wurde in Abstimmung mit der Bauleitung und dem Bauherrn getroffen. Eine andere Lösung hätte einen massiven Eingriff in die unteren Geschoße bedeutet.



Bild 6 Bestehendes Pfettenauflager auf einer durch Brand geschädigten Holzstütze

Duldsamkeit der Baustruktur

Der kleine Aspekt des Pfettenauflagers auf der angekohlten Stütze zeigt eindrucksvoll die Leistungs- und gleichzeitige Leidensfähigkeit von Holz bei dieser Belastungsart (Bild 6). Quer zur Faser belastetes Holz ist auf Druck äußerst duldsam und damit duktil. Die zerquetschten Holzfasern – technische gesehen ist das kein Holz mehr – tragen bei großen Verformungen mehr als die intakte Faserstruktur. Es kommt zu einer Verfestigung in diesem Bereich. Dieser Effekt ist bei alten Holztragwerken oftmals zu beobachten. Trägerisch bei der Beurteilung von ertragenen Überbelastungen ist das elastische oder besser rückstellende Potential des Holzes in Bezug auf kurzzeitige Querdruckbelastungen. Orientierungsversuche haben gezeigt, dass Verformungen im Zentimeterbereich nach Entlastung dauerhafte Eindrücke von nur wenigen Millimetern hinterlassen. Durch diesen Umstand kann es zu einer Fehlbeurteilung der Höhe der Einwirkung kommen.

Genau gegensätzlich verhält sich Holz in Bezug auf die Belastung durch Querkzug. Bei Überbelastung reagiert es äußerst spröde und versagt spontan mit lautem Geräusch. Zwischen den beiden Extremen liegen die Versagen in Folge von Biegung, Zug, Druck und Schub.

In Bezug auf Knicken, Versagen auf Stabilität, verhält sich kein Material „gutmütig“. Holzstrukturen sind diesbezüglich meist mit

geringem Aufwand leicht zu ertüchtigen worauf nachstehend eingegangen wird.

Sprungturm Millstatt

Der ehrwürdige Turm aus den 30iger Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde nur für eine Sportveranstaltung durch einen Stahlaufbau erweitert, die Absprunghöhe von 10 m auf 22,5 m angehoben. Nach dem Wettkampf wurde der Aufbau wieder demontiert. Im Zuge der Bearbeitung wurde der alte Turm im Detail vermessen und mit modernen Möglichkeiten nachgerechnet. Die relevanten Betonquerschnitte wurden mittels Ferroskan untersucht. So konnte die Tragfähigkeit auf derzeitigem Sicherheitsniveau nachgewiesen werden.

Für den Zeitraum des Wettkampfes wurde die Belastung durch Zugangsbeschränkungen und Festlegung der Windangriffsflächen (Werbetransparente etc.) so reduziert, dass diese deutlich unter den bereits aufgetretenen und nachgewiesenen Lasten des Normalbetriebes lagen (temporäre, organisatorische Leichterung).



Bild 7 Sprungturm Millstatt mit temporärem Aufbau fürs Klippenspringen

Dachgeschossausbau Gasthof Kreinerhof

Beim vorliegenden Projekt sollte das Dachgeschoss eines Gasthofs ausgebaut werden, ohne den Beherbergungsbetrieb in dieser Zeit zu stark einzuschränken.

Hier war es erforderlich, die bestehende Decke unter den Bundträmen nicht anzutasten. Somit wurde ein Konzept erarbeitet, das bestehende Hängewerk durch seitlich vorgesetzte Querschnitte zu ertüchtigen. Vorgabe war die Verstärkung so raumsparend wie möglich zu gestalten, da die Konstruktion in den Zimmertrennwänden verschwinden sollte. Hierfür wurden Brettschichtholzquerschnitte $10 \times 32 \text{ cm}^2 \text{ BS14/1}$ ge-



Bild 8 Stehender Stuhl mit doppeltem Hängewerk

wählt, die mittels kreuzweise eingeschraubten Doppelgewindeschrauben mit den bestehenden Hölzern zu einem Verbundquerschnitt verbunden wurden. Beispielhaft wird nachstehend die Berechnung der verstärkten Strebe (Hängestrebe) dargelegt.

Dieser Druckstab wurde nach dem Ersatzstabverfahren und dem γ -Verfahren laut ÖN B 4100/2:2004 bzw. DIN 1052:1988 nachgewiesen. Der erforderliche Verschiebungsmodul für die eingesetzten SFS WT-T Verbinder wurde aus den Firmenunterlagen bzw. der Zulassung entnommen.



Bild 9 Beidseitig verstärktes Tragwerk

Dreiteiliger Druckstab als „Zusammengesetzter Träger mit nachgiebigem Verbund“:

Druckkraft im Stab	$N_k = -180 \text{ kN}$
Bestandsquerschnitt	$16 \times 22 \text{ cm}^2 \text{ S10}$ $E = 1000 \text{ kN/cm}^2$
Verstärkungsquerschnitt	$2 \times 10 \times 32 \text{ cm}^2 \text{ BS14/1}$ $E = 1200 \text{ kN/cm}^2$
Stablänge, Knicklänge	$l = 5,0 \text{ m}$
Verbindungsmitelwahl	SFS WT-T 8,2/330 $e' = 25 \text{ cm}$, Eindrehwinkel (45°)
C_{ser} laut Zulassung	$332,10 \text{ kN/cm}$

Der Verschiebungsmodul wird in axialer Richtung für ein Schnittufer, sprich für eine Gewindelänge, angegeben.

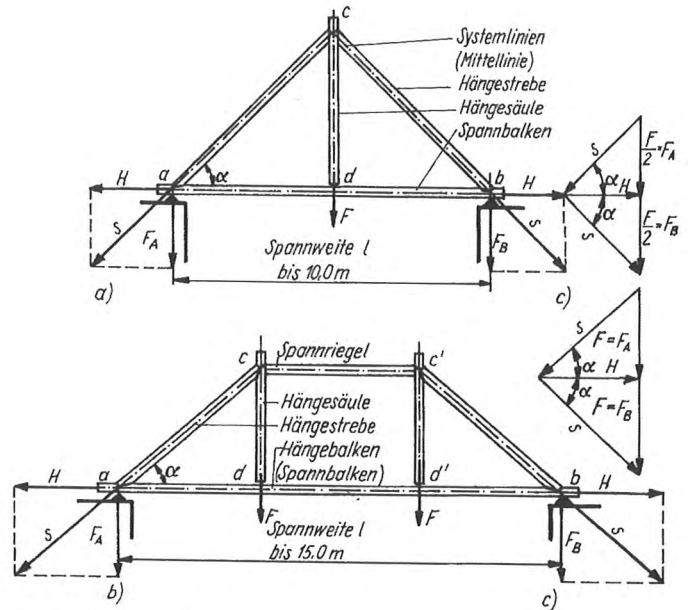


Bild 10 Hängewerke [1]

Bei der vorliegenden Bemessung wurde in Ermangelung von weiterführenden Informationen bei der Ermittlung des Verschiebungsmoduls in der Fuge von einem sehr konservativen Ansatz ausgegangen. Der Verbinder wird ausschließlich hinsichtlich axialer Beanspruchung bewertet, der Anteil zufolge Lochleibung bzw. Abscherung wird vernachlässigt. Der reale Wert liegt wahrscheinlich weitaus höher.

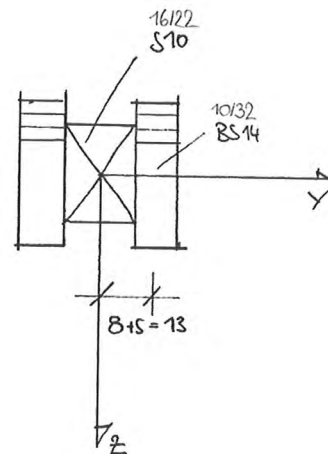


Bild 11 Nachgiebig verbundener, dreiteiliger Druckstab

Berechnung der Querschnitts und der Systemwerte

$$\frac{E_2}{E_v} = \frac{1000}{1200} = 0,833$$

$$C_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{C \cdot \sqrt{2}}{2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{332,10 \cdot \sqrt{2}}{2} = 156,55 \text{ kN/cm}$$

$$k_1 = \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot e_1}{l^2 \cdot C_{1,ult}} = \frac{\pi^2 \cdot 1200 \cdot 10 \cdot 32 \cdot 25}{500^2 \cdot 55,35} = 6,847$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1+k_1} = \frac{1}{1+6,847} = 0,127$$

$$I_{eff,z} = \sum_{i=1}^3 (n_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot n_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = (2 \cdot \frac{32 \cdot 10^3}{12} + \frac{22 \cdot 16^3}{12} + 0,833 + 0,127 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 32 \cdot 13^2) = 25325 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{eff} = \frac{s_k}{\sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}}} = \frac{500}{\sqrt{\frac{25325}{933}}} = 95,97; \varpi_{eff(96)} = 2,77$$

Nachweis der Verbindungsmittel

$$Q_i = \frac{\varpi_{eff} \cdot N}{60} = \frac{2,77 \cdot 180}{60} = 8,31 \text{ kN}$$

$$t_{eff,i} = \frac{Q_{i,max}}{I_{eff}} \cdot \gamma_i \cdot n_i \cdot S_i = \frac{8,31}{25325} \cdot 0,127 \cdot (10 \cdot 32 \cdot 13) = 0,173 \text{ kN/cm}$$

$$\text{zul } F_z_{(45^\circ)} = 0,6 \cdot s_g \cdot d \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 0,6 \cdot 13,5 \cdot 0,82 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 4,70 \text{ kN}$$

$$\text{erf } e' = \frac{\text{zul } F_z}{t_{eff}} = \frac{4,70}{0,173} = 27,15 \text{ cm} > \text{vorh } e' = 25,0 \text{ cm}$$

Die Iteration war erfolgreich (Anfangsschritte nicht dargestellt).

Nachweis des Querschnitts:

$$\frac{\varpi_{eff} \cdot N_k}{A_{eff}} \leq 1,0 \rightarrow \frac{2,77 \cdot 180}{933} = 0,486 \leq 1,00$$

$\frac{\text{zul } \sigma_{D,II}}{1,10}$

Nachweis erbracht.

Die Berechnung nach EC 5 läuft sinngemäß. Für die ideale Querkraft V_i gibt es im Anhang C einen Ansatz, der drei Schlankheitsbereiche unterscheidet. Für den Bereich Schlankheit > 60 ist der adäquate Ansatz zur DIN zu finden. Eine andere Möglichkeit ist die auftretende Querkraft nach Theorie 2. Ordnung über die spannungslose Vorkrümmung und die Normalkraft zu ermittelt werden. Bei der DIN 1052:1988 wird bei der Berechnung von Q_i von einer Vorkrümmung von $1/300$ ausgegangen, daraus ergibt sich sinngemäß der oben dargestellte Zusammenhang.

Der Eurocode geht hingegen an anderer Stelle von einer Vorkrümmung von $1/400$ aus.

Daraus kann folgender vereinfachter Ansatz entwickelt werden:

$$V_{i,d} = \frac{N_d}{k_{c,ef} \cdot 60} \quad \text{für eine Vorverformung von } 1/300$$

$$V_{i,d} = \frac{N_d}{k_{c,ef} \cdot 80} \quad \text{und für } 1/400.$$

Bei Konstruktionen wie der oben beschriebenen ist zu untersuchen, welche Vorkrümmung realistischer Weise anzusetzen ist.

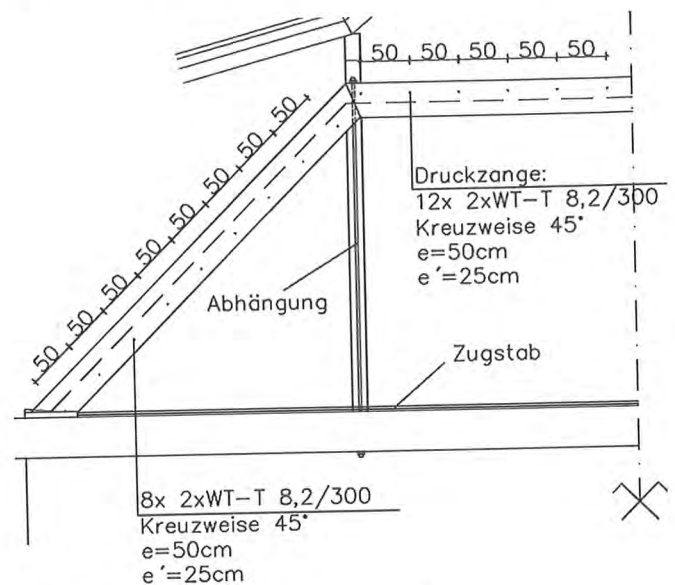


Bild 12 Prinzipskizze des verstärkten Hängewerks

Die Decke selbst musste ebenfalls verstärkt werden. Die Konstruktion genügte zwar den Anforderungen an die Tragfähigkeit, war aber schwingungsanfällig. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit war nicht möglich. Zusätzliche Träme wurden eingezogen, der decken- gleiche Unterzug verstärkt. Um vollen Kraftschluss bei gleichzeitigem Formschluss zu erreichen, wurden selbstschneidende Stabdübel SFS WS-T in Verbindung mit einem Sonderstahlteil für die Einbindung des Unterzugs an das Hängewerk verwendet. Die Träme wurden mittels kreuzweise eingeschraubter Doppelgewindeschrauben an den Unterzug angeschlossen.

Schlussbetrachtung

Die Aufgabe des Ingenieurs beim Bauen im Bestand ist umfassender als bei Neuplanungen. Neben reicher Erfahrung ist ein hoher Grad an Einfühlungsvermögen notwendig. Oft sind die aktuellen Möglichkeiten der Berechnung in der Praxis beschränkt, einerseits durch den damit verbundenen großen Aufwand, andererseits aber auch durch fehlende, praktikable Modellansätze für die realitätsnahe Abbildung der Tragwerke in vorliegenden Statikprogrammen. Hier liegt es am Tragwerksplaner, die notwendigen Vereinfachungen zu treffen und die relevanten Nachweise zu führen. Bestehendes, Intaktes zu verstärken ist nach Meinung des

Verfassers ein empfehlenswertes Ziel, wenn es um Einbringung zusätzlicher Lasten oder um lokale Sanierungen geht. Tragwerke, die sich über Jahrzehnte oder Jahrhunderte als tüchtig und dauerhaft erwiesen haben, können a priori als standsicher angesehen werden. Bei statisch unbestimmten Systemen, wie sie früher von den Zimmerleuten gerne kreiert wurden, sind Planer gut beraten, diese Systeme, die oft auch räumlich tragen, so wenig wie möglich zu stören, das ursprüngliche Tragkonzept beizubehalten. Zusammen mit der beschriebenen Methode zur Feststellung des Verformungsverhaltens lassen sich häufig Proportionalitätsfaktoren ableiten, die recht zuverlässig und einfach die Dimensionierung einer erforderlichen Verstärkung zulassen, ohne das Geheimnis des Tragverhaltens bis ins Letzte aufgeklärt zu haben.



Bild 13 Anschluss der Unterzüge und der Deckenbalken an das Hängewerk

Literatur

- [1] Rug W., Mönck W., Holzbaubemessung und Konstruktion, 15. Auflage, Huss, Berlin, 2008
- [2] ÖNORM EN 1995-1-1:2006 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten
- [3] ÖNORM B 4100-2:2004 Holzbau- Holztragwerke Teil 2: Berechnung und Ausführung
- [3] Allg. Bauaufs. Zulassung Z-9.1-472 SFS Befestiger, Berlin, 2006

Dipl.-Ing. Patrick Schädle



Universität Karlsruhe (TH)
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
Kaiserstraße 12
76131 Karlsruhe
Tel.: 0721 608-4080
Fax: 0721 608-4081
E-Mail: patrick.schaedle@holz.uka.de

1975	geboren in Tübingen
1995	Abitur
1995 – 1997	Zivildienst
1997 – 1999	Ausbildung zum Zimmerer
1999 – 2004	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe (TH)
2004 – 2006	Ed. Züblin AG, Direktion Karlsruhe, Bereich Ingenieurbau, Bauleitung und Kalkulation
Seit 2006	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe

Untersuchungen an aussteifenden ...

... Wandscheiben in Einzelement-Bauweise



Bild 1 Rohbau eines Wohngebäudes aus vorgefertigten Wandelementen

1 Einleitung

Der vorliegende Beitrag behandelt die Untersuchung und Weiterentwicklung eines einfachen und ökologischen Holzbausystems in enger Zusammenarbeit mit dem Hersteller.

Im Rahmen des Kooperationsprojektes „PRO INNO II“ wird die Entwicklung innovativer Produkte in einer Partnerschaft zwischen einer Forschungseinrichtung und einem mittelständischem Unternehmen gefördert. Der Wunsch, die Systembauweise in Gebiete mit hoher Erdbeben- und Sturmgefährdung zu exportieren, führte im Rahmen von PRO INNO II zu einer Zusammenarbeit zwischen dem Hersteller HIB – Elemente GmbH (www.hib-system.com) und der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abteilung Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen.

Bedingt durch den besonderen Aufbau des Systems aus vorgefertigten Elementen wurden umfangreiche Untersuchungen zur Beurteilung des

Tragverhaltens der Wände bei Beanspruchung in ihrer Ebene durchgeführt. Mit einer neu entwickelten und aufgebauten Prüfapparatur wurde das Verhalten der Wandscheiben unter horizontalen Belastungen, wie sie bei Sturm- oder Erdbebenbeanspruchungen auftreten, geprüft.

Im folgenden Beitrag werden das Bausystem und die Ergebnisse der durchgeführten Versuche vorgestellt. Das Verhalten der Wandbauteile unter horizontalen Belastungen wird mit dem des konventionellen Holzrahmenbaus verglichen. Anhand der ermittelten Energiedissipation werden Rückschlüsse auf das Verhalten der Wände unter Erdbeben- und Sturmbelastungen gezogen.

2 Vorstellung der Einzelement-Bauweise

Hauptmerkmal der Einzelement-Bauweise ist die Verwendung von vorgefertigten Holzbausteinen zur Errichtung von tragenden und aussteifenden Wänden. Ähnlich dem Mauerwerksbau werden die einzelnen Lagen im Läuferverband mit jeweils einer halben Steinlänge Übergreifung verlegt (Bild 1).

Die vorgefertigten Elemente bestehen im wesentlichen aus zwei parallelen Platten, in deren Mitte vertikale Stege angebracht sind (Bild 2). Das Grundelement hat die Abmessungen Länge $\ell = 1,0$ m und $h = 0,5$ m. Halbe und viertel Elemente zur Ausbildung von Zwischenlängen sind erhältlich. Je nach gewünschtem Dämmstandard sind die Elemente in Wanddicken von $b = 160$ mm, $b = 240$ mm oder $b = 300$ mm erhältlich. Die Stege im Abstand von 250 mm sind mit Schwalbenschwanznuten versehen, in welche schadstofffreie Livingboardplatten (ein der OSB – Platte ähnlicher Holzwerkstoff) beidseitig eingeschoben werden. Die Verbindung von Platte und Steg mittels Schwalbenschwanz wird durch

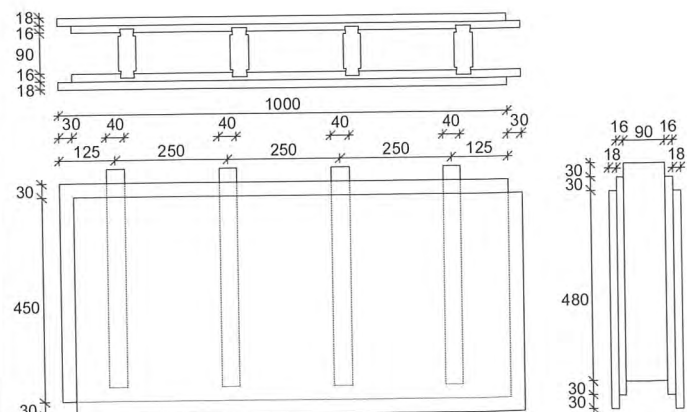
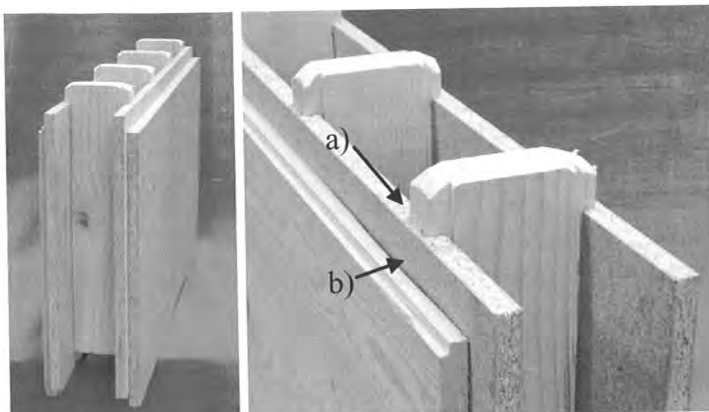


Bild 2 (links) Vorgefertigter Wandbaustein, (mitte) a) Detail überstehende Stege und b) Versatz der Beplankungslagen (rechts) Maße eines Grundelementes der Wanddicke 160 mm.

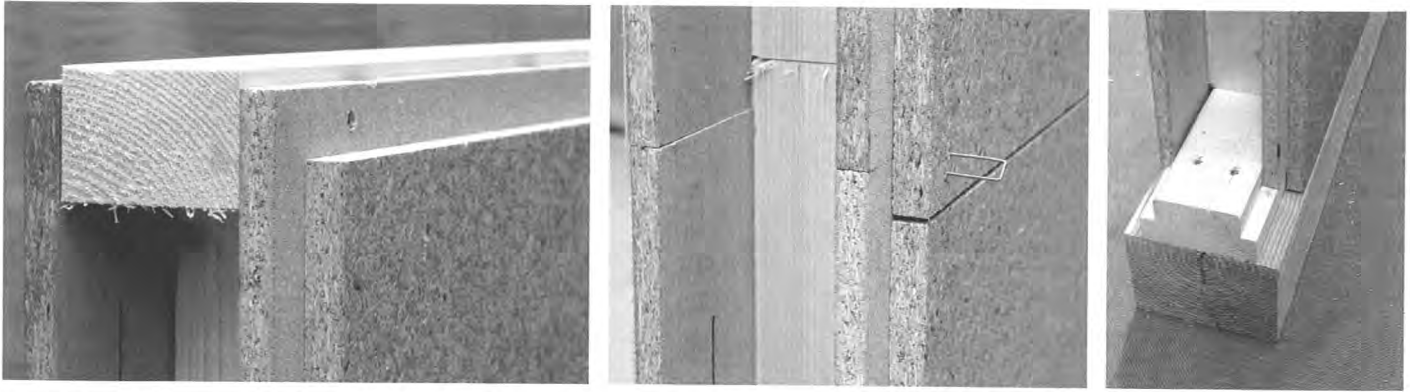


Bild 3 Details der Einzelement-Bauweise: (links) Einbinder bzw. Rähm als oberer Wandabschluss auf oberem Element mit Schrauben befestigt, (mitte) Grundelemente, Überlappung mit Klammern verbunden, (rechts) Schwelle aus Douglasie, Formteil aus Nadelholz zur Befestigung der unteren Elementlage.

Klammern gesichert und stellt eine einfache, effiziente und schadstofffreie Verbindung dar.

Die im Element angebrachten Stege stehen nach oben um 30 mm über das Element hinaus und sind an der Elementunterseite entsprechend zurückversetzt. Wie bei einem Baukastensystem können durch die schwalbenschwanzförmigen Überstände die einzelnen Elemente sehr einfach aufeinander gesteckt werden. Die Überstände greifen in die entsprechenden Verkürzungen ein, wodurch bereits ein erster Verbund in der Fuge zwischen den Elementen entsteht. Auf der späteren Innenseite des Gebäudes ist eine zweite Livingboardplatte mit einem Versatz von 30 mm aufgebracht. Eine um 30 mm versetzte Bretterlage ist auf der späteren Außenseite des Gebäudes angebracht, an der z. B. die Unterkonstruktion für die Fassade angeschlossen werden kann. Die äußeren Beplankungslagen greifen beim Verlegen der Elemente ebenfalls ineinander. Nach Abschluss der Rohbauarbeiten, wenn durch die Vertikallast aus gedecktem Dach die Elementfugen sicher geschlossen sind, werden in die überlappenden Livingboardplatten auf der späteren Innenseite des Gebäudes Klammern im Abstand von 50 mm eingetrieben. *Bild 2* zeigt ein Grundelement und das Detail der überstehenden Stege, in *Bild 3* ist die Position der Klammern zu erkennen.

Für den unteren und oberen Abschluss der Wände sind Schwellen bzw. Einbinder im System enthalten (*Bild 3*). In einem maximalen Abstand von 3,0 m sind in jede Wand zusätzlich vertikale Stiele („Zugstützen“) einzubringen. Die Zugstützen sorgen für zusätzliche Biegesteifigkeit der Wand bei Lasten, die rechtwinklig auf die Wandoberfläche wirken. Sie leiten ebenso die abhebenden Kräfte, die in der Wandebene wirken, in das Fundament weiter.

Die Wärmedämmung wird nach dem Aufstellen der Wand von oben in die Zwischenräume eingebracht. Auf den Elementen ist bereits eine diffusionsoffene Folie aufgebracht (*in Bild 1 zu erkennen*). Diese wird durch ein umlaufendes Schaumstoffband an die benachbarten Elemente gepresst, um die Winddichtigkeit der Gebäude zu erreichen.

Durch den hohen Vorfertigungsgrad und die einfache Montage der Elemente wird eine schnelle und damit wirtschaftliche Bauausführung erreicht, bei der die Bauherren einen großen Anteil Eigenleistung

erbringen können. Das maximale Gewicht eines Elementes entspricht ca. 25 kg, durch „Anpacken“ können bereits in der Rohbauphase durch diese „Muskelhypothek“ Baukosten eingespart werden.

Eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die Verwendung des Systems bei bis zu dreigeschossigen Wohngebäuden und vergleichbar genutzten Gebäuden wurde im September 2007 erteilt.

3 Verhalten von Holzbauten unter Erdbeben- und Sturmlasten

Ein grundsätzlicher Vorteil von Holzhäusern unter Erdbebeneinwirkung liegt im geringen Gewicht des Werkstoffes Holz. Die sog. „seismische Masse“, welche bei einem Erdbeben zur Bewegung angeregt wird, ist niedrig. Weiterhin wird im Holzbau eine Vielzahl mechanischer Verbindungsmittel eingesetzt, deren Verhalten im Zusammenspiel mit den Eigenschaften von Holz und Holzwerkstoffen viele positive Aspekte zeigt.

Holzbauwerke in erdbebengefährdeten Gebieten müssen in der Lage sein, Beanspruchungen mit wechselnden Richtungen zu ertragen. Um vergleichbare Versuchsergebnisse zu erhalten, haben sich bei der Prüfung von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln Verfahren mit zyklischer Lastaufbringung bewährt. Hierbei werden Belastungen mit wechselnden Richtungen aufgebracht. Die Verfahren der zyklischen Lastaufbringung dienen der Vereinfachung des komplexen Belastungsmusters realer Beanspruchungen aus Erdbebenlasten. Die vergleichsweise langsamen Prüfgeschwindigkeiten der zyklischen Lastaufbringung wurden gewählt, um Einflüsse aus Trägheitskräften auszuschließen. Die Untersuchungen sollen mit üblichen Prüfmaschinen durchgeführt werden können, die Ergebnisse auf einen einfachen, vergleichbaren Nenner gebracht werden.

Während bei kleineren Verschiebungen sowohl der Baustoff Holz als auch die Verbindungsmittel sich linear – elastisch verhalten, stellen sich bei größeren Verschiebungen plastische Verformungen im Holz und in den Verbindungsmitteln ein. Dieses plastische Verhalten wird auch als „Zähigkeit“ oder „Duktilität“ bezeichnet. Duktilität ist die Eigenschaft eines Werkstoffes, vor seinem Versagen bleibende Verformungen ertra-

gen zu können. Das Versagen eines duktilen Bauteils erfolgt nicht plötzlich, sondern langsam und unter „Ankündigung“ (große Verformungen). Holzbauteile können durch das Zusammenwirken von Werkstoff und mechanischen Verbindungsmitteln sehr duktil ausgelegt werden.

Bei der Verschiebung einer Verbindung über die Elastizitätsgrenze hinaus wird das Holz unter dem Verbindungsmittel plastisch verformt, ebenso erreicht das Verbindungsmittel sein Fließmoment und wird ebenfalls verformt.

Durch die entstehende Verformung, weiterhin durch Reibung und damit verbundener Abgabe von Wärmeenergie wird in der Verbindung eingetragene Energie in Wärme umgewandelt. Vergleichbar ist die Verformung der Knautschzone eines Fahrzeuges bei einem Unfall. Diese vernichtet („dissipiert“) einen Teil der Bewegungsenergie beim Aufprall und schützt so die Fahrgäste.

Die Energie, die in einer gesamten Wand dissipiert werden kann, setzt sich im wesentlichen aus der Energiedissipation der einzelnen stiftförmigen Verbindungsmittel zusammen. Hinzu kommen Reibungseinflüsse, z. B. Reibung der Beplankung auf den Stielen oder Reibung der Füllung in den Wänden. Um das Verhalten von verschiedenen Bauweisen bei der Erdbebenbemessung berücksichtigen zu können, werden diese in Duktilitätsklassen eingeordnet.

Bei der Prüfung von Holzverbindungen unter wiederholten Belastungen nimmt die Last-Verschiebungskurve einen typischen Verlauf an. Form und Inhalt der durch die Kurve („Hysteresekurve“) eingeschlossenen Fläche geben Auskunft über die während des Vorganges dissipierte Energie.

Anhand der Stabdübel- bzw. Stahlblechverbindungen in *Bild 4* können einige wesentliche Eigenschaften von Holzverbindungen unter wiederholten Belastungen aus wechselnden Richtungen gezeigt werden. Die plastische Verformbarkeit des Verbindungsmittels beeinflusst die Form und den Flächeninhalt der Hysteresekurve wesentlich. Schlanke Verbindungsmittel, wie in *Bild 4 (a)* zu sehen, sind leicht verformbar und können bei wiederholter Belastung Energie dissipieren. Gedrungene Verbindungsmittel, wie in *Bild 4 (b)*, werden unter zyklischen Belastungen nur wenig oder gar nicht verformt, die Energiedissipation ist daher gering. *Bild 4 (c)* zeigt nahezu ideal-plastisches Verhalten eines Stahlbleches in einer Verbindung zur Übertragung eines Moments.

4 Versuche an Wänden in Einzelement-Bauweise

4.1 Wandprüfstand an der Universität Karlsruhe

Zur Erfassung der Eigenschaften von Bauteilen ist die Durchführung von Belastungsversuchen unerlässlich. Bei der Prüfung von aussteifenden Wänden werden Versuche an ganzen Wänden oder an Teilabschnitten von Wänden durchgeführt. Hierbei greift die Last in Wandlängsrichtung an der Oberkante der Wand, der späteren Lage der Geschossdecke an.

Sollen die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der Wand ermittelt werden, so werden üblicherweise Versuche mit einseitig-monotoner Lastaufbringung durchgeführt. Bei diesen Versuchen wird

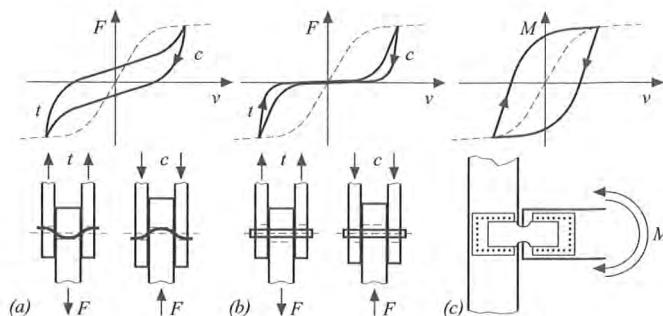


Bild 4: Verbindungen unter zyklischer Last: a) dünner Stabdübel, b) gedrungener Stabdübel, c) Stahlblech - Holz [1]

die Last nach anfänglichen Vorbelastungen letztlich bis zum Versagen der Wand gesteigert. Die einfache Durchführung der Laststeigerung führte zur englischen Bezeichnung „Push – Over - Test“.

Soll für Erdbebenbeanspruchungen z. B. die Energiedissipation untersucht werden, werden Versuche mit wiederholt zyklischer Lastaufbringung durchgeführt.

Die „richtige“ Art der Versuchsdurchführung an aussteifenden Wänden ist immer wieder Gegenstand von Diskussionen. Es sollte darauf geachtet werden, dass ähnliche Bedingungen, wie sie im realen Bauwerk anzutreffen sind, geprüft werden. Diese sog. „Randbedingungen“ können die Versuchsergebnisse wesentlich beeinflussen. Daher sollten Auflasten nur in einer Größenordnung, wie Sie für die Bauweise zu erwarten sind, aufgebracht werden. Zur Bodenbefestigung der Wand sollten handelsübliche Verbindungsmittel verwendet werden, deren Tragfähigkeiten den in der Praxis verwendeten Verbindungsmitteln entsprechen. Für die Versuchsdurchführung bedeutet diese Lagerungsart die konservative Annahme: Es werden sich geringere Festigkeits- und Steifigkeitswerte ergeben, als z. B. bei der Einspannung der Wand.

Zu hohe Auflasten oder ein Einspannen der Wand im Prüfraumen kann zur signifikanten Überschätzung der Tragfähigkeit einer Wand führen. Bei vielen Prüfvorrichtungen ist es nicht möglich, große Belastungen oder große Verformungen aufzubringen, ohne dass sich die Randbedingungen der Prüfung, z.B. durch Verkanten der Wand ändern.

Der Vollständigkeit halber soll erwähnt werden, dass in manchen Fällen bewusst Prüfbedingungen erzeugt werden, die in der Realität nicht vorkommen, z.B. um einen bestimmten Versagensmechanismus bei einem Wandbauteil zu erzwingen.

Umfangreiche Untersuchungen führten in [2] zur Empfehlung, leichte Holzbauwerke mit beweglicher Auflast zu prüfen.

Stellt man sich ein einstöckiges Holzbauwerk vor, so belastet eine vergleichsweise leichte Dachkonstruktion die Wände. Bei einer Erdbeneinwirkung wird die geringe Auflast aus dieser Dachkonstruktion nicht in der Lage sein, die Rotationsbewegung der Wand zu unterdrücken. Rotationsbewegungen der Wand führen jedoch zu einer schnellen Schädigung der Wand und setzen somit deren Tragfähigkeit herab.

Grundlage für die Verwendung und für den Export neuartiger Materialien in erdbebengefährdete Gebiete ist die Durchführung von entsprechenden Versuchen durch geeignete Institutionen. Der Wunsch

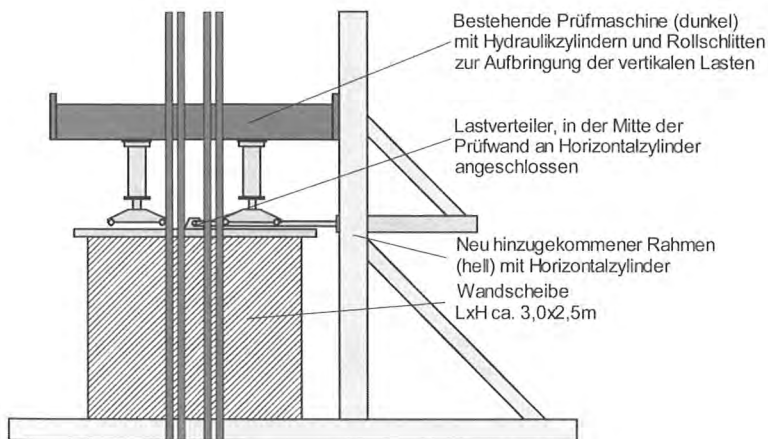


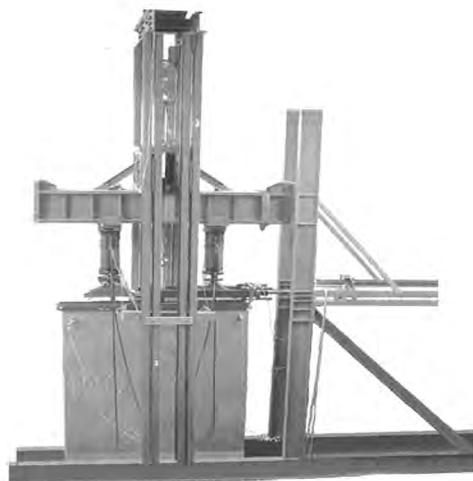
Bild 5 Prüfapparatur an der Universität Karlsruhe

nach dem Einsatz verschiedener moderner Materialien für aussteifende Zwecke wird voraussichtlich zu weiteren interessanten Forschungsprojekten und Materialprüfungen führen. Um die gesteigerte Nachfrage in diesem Bereich abdecken zu können, stand zu Beginn des Projektes die Entwicklung und der Aufbau einer geeigneten Prüfapparatur für Wandscheiben. Diese sollte flexibel hinsichtlich der Abmessungen der Prüfkörper sein, problemlos in das Prüflabor integriert werden können, sowie die vorher beschriebenen, realitätsnahen Randbedingungen aufbringen können.

Große Verformungen, um duktile Bauweisen wie die beschriebene Einzelement-Bauweise prüfen zu können, sollen ebenso aufgebracht werden können, wie große Kräfte. Z.B. können Vollholzbauweisen bauartbedingt sehr hohe Lasten in ihrer Ebene aufnehmen, auch diese sollen bis zu ihrem Versagen geprüft werden können.

Die Entscheidung fiel für einen 400 kN Hydraulikzylinder mit einem Fahrweg von ± 300 mm, der genügend Kraftreserven bietet, um auch Vollholzbauweisen zu prüfen. Die moderne Steuerungs- und Regelungstechnik ermöglicht ebenso präzise Versuche in kleineren Kraft- und Wegbereichen, um z.B. Untersuchungen mit aussteifenden Beplankungen aus Holzfaserdämmstoffen, Gipskarton- oder Gipsfaserplatten durchführen zu können.

Bild 5 zeigt den Aufbau des Wandscheibenprüfstandes. Es wird auf eine bereits bestehende Universalprüfmaschine zurückgegriffen, die die benötigte Höhe aufweist und die beschriebenen Auflasten durch die Kraft- bzw. Wegsteuerung der Vertikalzylinder erzeugen kann. Die vertikalen Zylinder ermöglichen unter Kraftsteuerung problemlos eine leichte Rotationsbewegung der Wand bei konstanter Auflast. Die gewünschten Versuchsbedingungen für im Holzbau vorkommende Lagerungsarten können ohne Probleme erzeugt werden. Angebaut wurde ein Stahlrahmen, der den Horizontalzylinder trägt. Die Konstruktion ist erweiterbar für Wandprüfungen bis zu 4 m Höhe und 6 m Länge. Die Kräfte aus dem Horizontalzylinder werden über einen Lastverteiler in der Mitte der Prüfwand eingeleitet, um eine Rotation des Versuchskörpers, wie oben beschrieben, zu ermöglichen. Der Prüfzylinder bleibt hierbei nahezu horizontal.



4.2 Versuche mit monotoner Lastaufbringung an Wänden in Einzelement-Bauweise

Versuche mit monotoner Lastaufbringung dienen zur Ermittlung von Steifigkeitskennwerten und der aufnehmbaren Höchstlast der Wände. Weiterhin werden die Verschiebungslaststufen für die spätere Durchführung von zyklischen Versuchen ermittelt.

Der Versuchsaufbau kann Bild 6 entnommen werden. Sowohl die Versuche mit monotoner als auch mit zyklischer Lastaufbringung wurden an einheitlichen Versuchswänden mit 3 m Länge und 2,57 m Höhe durchgeführt. Die Schwelle wurde mit zwei Bolzen $d = 12$ mm am Prüfraumen befestigt und es wurden fünf Elementlagen verlegt. An beiden Enden der Wand wurden Zugstützen angebracht. Der Lastverteiler wurde mit bis zu 80 schräg eingedrehten Schrauben am Einbinder befestigt, um eine kontinuierliche und verschiebungsfreie Lasteinleitung zu gewährleisten. Alle Versuche wurden mit der Wanddicke 160 mm durchgeführt. In Abschnitt 4.3 werden zwei Versuche mit kiesgefüllten Wänden beschrieben. Außer in diesen Versuchen wurden keine Dämmstoffe oder Füllungen in den Wänden verwendet.

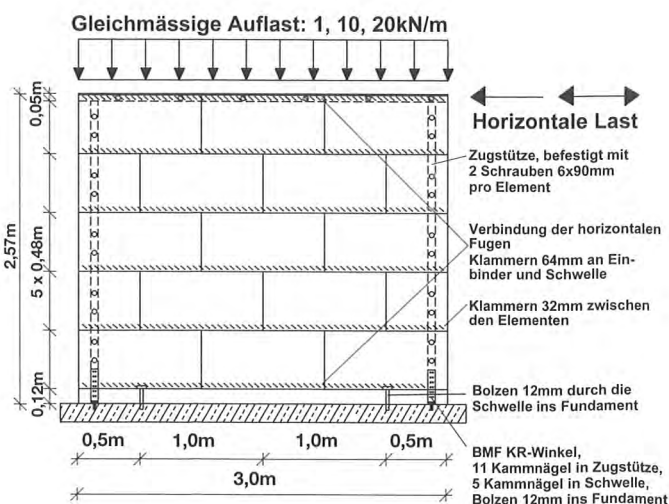


Bild 6 Prüfwand in Einzelement-Bauweise

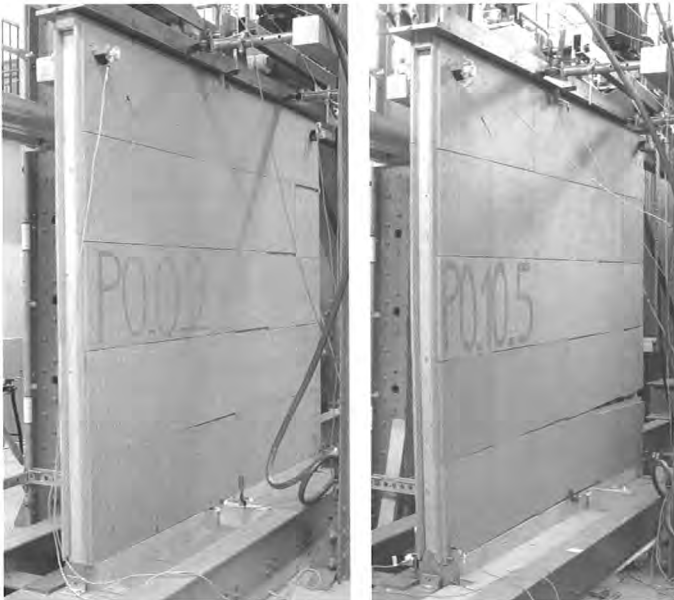


Bild 7 Prüfwände nach dem Versuch mit monotoner Belastung

Jede Versuchsreihe wurde mit Auflasten von 1 kN/m (geringe Auflast), 10 kN/m (gewöhnliche Auflast) sowie 20 kN/m (hohe Auflast) durchgeführt, um den Tragfähigkeitszuwachs unter hohen Auflasten erfassen zu können. Hohe Auflasten beeinflussen das Scheibentragerhalten der Wände positiv, da die abhebenden Kräfte geringer werden.

Da die Beplankung der Wand nicht durchgängig ist, sondern sich in mehrere Abschnitte aufteilt, sollten die Fugenbereiche zwischen den Elementen genauer untersucht werden.

Das Versagen trat vornehmlich durch das Versagen der Verbindungsmittel zwischen den Elementen auf. Hierbei wurden die Klammern aus der Livingboardplatte herausgezogen, wobei sich das Versagen teilweise treppenförmig ausbildete (Bild 7 links), oder das Versagen konzentriert in einer Fuge auftrat (Bild 7 rechts).

Bild 8 zeigt die Ergebnisse der Versuche mit monotoner Lastaufbringung. Deutlich zu erkennen ist der positive Einfluss hoher Auflasten auf die erreichten Horizontallasten. Während sich die erreichte maximale horizontale Last bei einer Auflast von 1 kN/m in der Größenordnung von 50 kN bewegt, steigt diese bei einer Auflast von 10 kN auf ca. 60 kN an. Diese Horizontallast von 60 kN kann bei gleicher Auflast auf ca. 75 kN gesteigert werden, wenn zusätzlich Schrauben in den Stegüberständen eingebracht werden.

Weiterhin steigen auch die aufnehmbaren Verformungen bei Auflasten von 10 kN/m gegenüber einer Auflast von 1 kN/m an.

Eine Steigerung der Auflast auf 20 kN/m hat nochmals eine Steigerung der aufnehmbaren Horizontallast zur Folge, jedoch ändert sich durch die hohe Auflast der Versagensmechanismus der Wand hin zu einem Schubversagen. Das Versagen erfolgte lediglich in einem Fall noch „gutmütig“, in zwei Fällen jedoch nicht mehr duktil. In Bild 8 sind an den Positionen 190, 200 und 210 mm die Ergebnisse von vergleichenden Versuchen mit Holzrahmenbauwänden angegeben. Auf diese Versuche wird in Abschnitt 4.4 eingegangen.

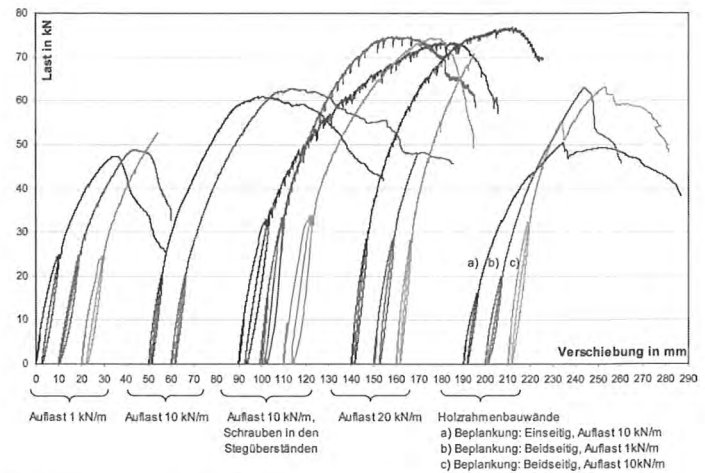


Bild 8 Ergebnisse der Versuche mit monotoner Lastaufbringung

4.3 Versuche mit zyklischer Lastaufbringung an Wänden in Einzelement-Bauweise

Wie in Abschnitt 3 bereits erläutert, werden Bauwerke zur Beschreibung ihres Erdbebenverhaltens in Duktilitätsklassen eingeordnet. Wesentliches Ziel der Untersuchungen ist die Einordnung des Systems in die Duktilitätsklasse 3, um hieraus den Verhaltensfaktor $q = 4$ erhalten zu können.

DIN 4149 ordnet bezüglich der erforderlichen hysteretischen Dissipationsfähigkeit Tragwerke in die Duktilitätsklasse 3 ein, „die viele dissipative Bereiche mit stiftförmigen Verbindungsmitteln besitzen...“, wobei „Holztafelbauten, bei denen der Anschluss Beplankung – Rippen und der Anschluss der einzelnen Tafeln untereinander ausschließlich mit mechanischen Verbindungsmitteln erfolgt“ zu diesen Tragwerken gezählt werden können. Die Einzelement-Bauweise ist zwar keine Holztafelbauweise, jedoch sind bei der Wand in Einzelement-Bauweise mehrere Teilbereiche zur Energiedissipation geeignet. Der Überstand der Stege greift in das nächste Element ein, dort kann eine plastische Verformung des Holzes stattfinden. In den Lagerfugen sind im Abstand von 5 cm Klammern eingebracht, die aufgrund ihrer Schlankheit und Verformbarkeit sowie ihrer großen Anzahl den maßgeblichen Beitrag zur Energiedissipation leisten. Der Kontakt der Beplankungen zwischen den einzelnen Elementen bedingt Dissipation durch Reibung, welche z.B. durch das Einbringen einer Kiesfüllung in den Wänden (wie später beschrieben wird) noch gesteigert werden kann.

Die beschriebenen Eigenschaften sind viel versprechend für das Verhalten unter zyklischen Belastungen, die vielen dissipativen Bereiche ließen bereits im Vorfeld der Untersuchungen gute Ergebnisse erwarten.

Bild 9 zeigt das Verfahren der zyklischen Lastaufbringung. Ausgehend von den vorab durchgeführten Versuchen mit monotoner Belastung wird eine sog. Fließverschiebung v_u für den Prüfkörper festgelegt. Die Fließverschiebung kann z. B. die Verschiebung beim Versagen der Wand sein. Anhand dieses Wertes, z. B. $v_u = 100$ mm, werden prozentuale Anteile der Verschiebung $v = 1,25\%$ von v_u , $v = 2,5\%$ von v_u , $v = 5\%$

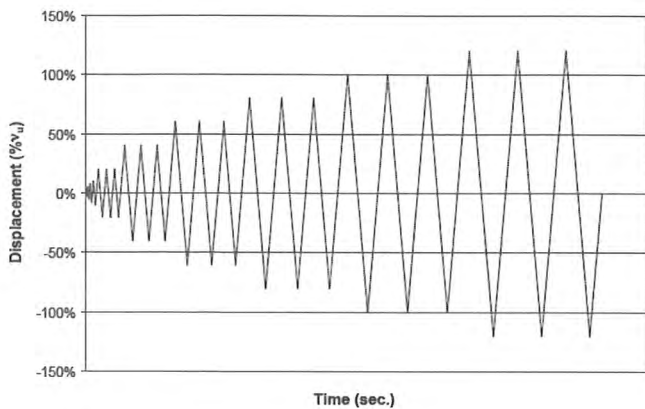


Bild 9 Verfahren der zyklischen Lastaufbringung [3]

von v_u usw. berechnet und diese Verschiebungswerte angefahren. Ab einer Verschiebung von $v = 20\%$ von v_u werden die Verschiebungswerte jeweils drei mal angefahren, um die Festigkeitsminderung bei wiederholter Belastung beurteilen zu können. Die Energiedissipation in einer Verbindung wird aufgrund der Vorschädigung im ersten Durchlauf eine andere sein als im zweiten und dritten Durchlauf.

Es stellt sich die Frage, wie die Energiedissipation ausgewertet und beurteilt werden kann. In dem für die Versuche verwendeten Vorentwurf zur Internationalen Norm ISO/CD 21581 ist (noch) kein Verfahren zur Bestimmung der Energiedissipation angegeben. Ein einfaches und gebräuchliches Verfahren ist in EN 12512 mit der Bestimmung des sog. äquivalenten hysteretischen Dämpfungsmaßes gegeben, siehe Bild 10. Bei der Bestimmung dieser Kenngröße der Energiedissipation wird die im System befindliche potentielle Energie der Energiedissipation beim Durchlauf eines halben Schleifenzyklus (multipliziert mit 2π) gegenübergestellt. Für gebräuchliche Holzbauweisen liegen die Werte von v_{ed} im Bereich von 8 % - 10 %.

In Tabelle 1 ist die Energiedissipation bei 100 % der im monotonen Versuch ermittelten Maximalverschiebung angegeben.

Im Vergleich zu den Versuchen ohne Auflast zeigten die Versuche mit Auflast 10 kN/m und 20 kN/m erwartungsgemäß höhere Maxi-

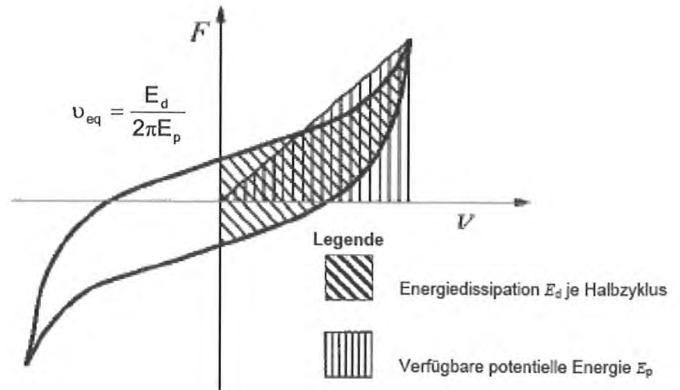


Bild 10 Definition des äquivalenten hysteretischen Dämpfungsmaßes v_{eq} nach DIN EN 12512

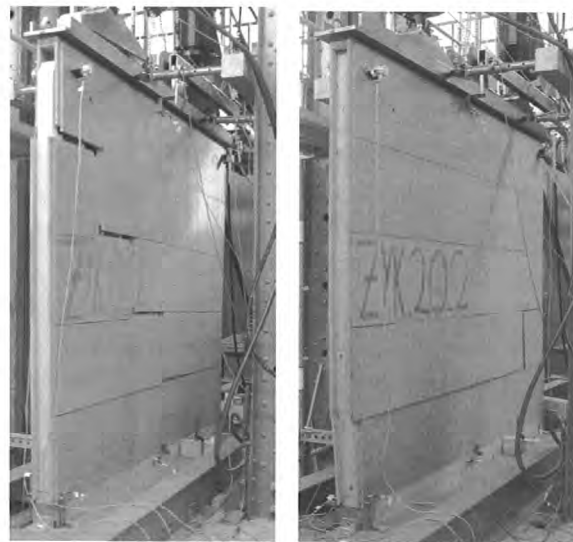


Bild 11 Versuchswände nach zyklischer Belastung

mallasten und bessere Energiedissipationseigenschaften. Dies kann an den Schaubildern der Versuche abgelesen werden: „Bauchigere“ Kurven schließen eine größere Fläche ein und zeigen eine höhere dissipierte Energiemenge. Bild 11 (rechts) zeigt einen Versuchskörper mit 20 kN/m Auflast nach dem Versuch. Die erste Elementfuge zeigt große Verschiebungen, die durch die hohe Auflast aktivierte Reibung führt zu

Versuch	System	Auflast	Bemerkung	Äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß 1. Schleifendurchlauf	Äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß 2. und 3. Schleifendurchlauf
1	Einzelement-Bauweise	1 kN/m		10,9 – 11,0 %	8,6 – 9,5 %
2	Einzelement-Bauweise	10 kN/m		13,9 – 15,7 %	14,1 – 14,8 %
3	Einzelement-Bauweise	20 kN/m		12,5 – 15,3 %	12,9 – 17,5 %
4	Einzelement-Bauweise	10 kN/m	Kiesfüllung	22,4 – 32,2 %	29,6 – 33,8 %
5	Holzrahmenbau	10 kN/m		10,9 – 12,9 %	7,5 – 9,2 %

Tabelle 1 Energiedissipation ausgewählter Versuche

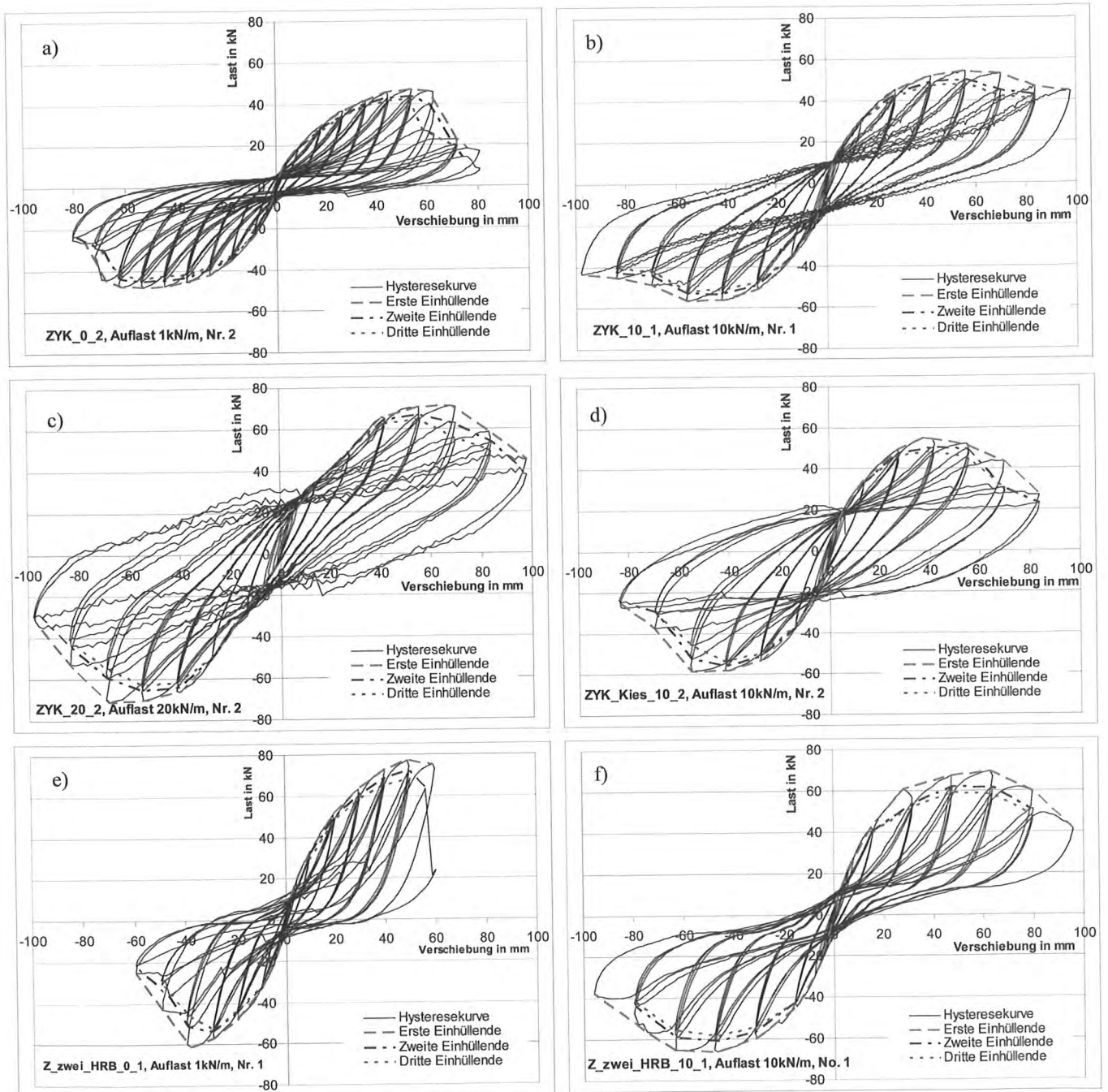


Bild 12 Hysteresekurven einiger untersuchter Wände

den Unebenheiten in der Versuchskurve: Die entstehenden Spannungen entladen sich ruckartig.

In zwei Versuchen wurde der Einfluss einer Kiesfüllung in den Wänden untersucht. Aus bauphysikalischen Gründen wird eine Befüllung der Wände mit gewaschenem Flusskies in der Systembauweise bereits bei Innenwänden eingesetzt. Die Kiesmasse kann Temperaturschwankungen abfedern und trägt so zur Regulierung des Wärmehaushaltes und darüber hinaus zum Schallschutz bei.

Werden Außenwände mit Kies befüllt, wirkt sich der Kies bei hohen Windlasten positiv auf die zu verankernden Kräfte aus. Weiterhin stellt

die Füllung bei Tornados einen Schutz gegen das Durchschlagen der Wand durch umher fliegende Teile dar. Durch die Reibung der Kieselsteine bei horizontaler Belastung kann ein weiterer Mechanismus zur Energiedissipation aktiviert werden.

Wie in Bild 12 und in Tabelle 1 gezeigt, ist die hysteretische Dämpfung bei gleicher Auflast im Vergleich zur Wand ohne Kiesfüllung exzellent. Es muss jedoch hinzugefügt werden, dass die aufnehmbaren Maximallasten und Verschiebungen sinken, da Kieselsteine in die geöffneten Fugen hineinrieseln und diese dann blockieren.

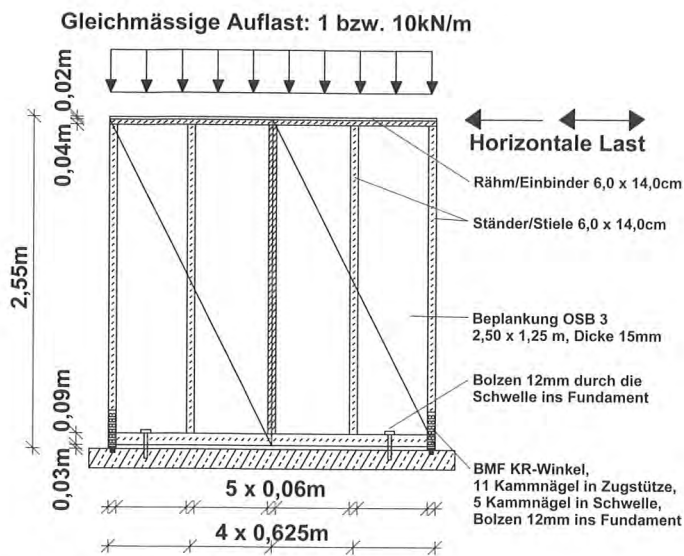


Bild 13: Geprüfte Holzrahmenbauwände

4.4 Vergleichsversuche mit Holzrahmenbauwänden

Um die Eigenschaften der Einzelement-Bauweise mit denen konventioneller Holzbauweisen vergleichen zu können, wurden 6 Versuche mit Holzrahmenbauwänden durchgeführt. Drei verschiedene Konfigurationen wurden in je einem monotonen und einem zyklischen Versuch geprüft.

Die Wände hatten die gleiche Höhe wie die Systemwände, wurden jedoch aufgrund der Standardgröße der Beplankung auf eine Länge von 2,5 m verkürzt. So konnten zwei Beplankungsplatten mit nur einem senkrechten Stoß in der Mitte verwendet werden. *Bild 13* zeigt den Aufbau der geprüften Holzrahmenbauwände.

Nur auf der späteren Gebäudeinnenseite sind die Livingboardplatten der Systemwände durch Klammern verbunden, nur auf dieser Seite kann daher von einer „durchgehenden“ Beplankung gesprochen werden. Die beiden ersten Vergleichsversuche wurden daher mit einseitig beplankten Holzrahmenbauwänden durchgeführt. Die folgenden vier Versuche wurden mit beidseitig beplankten Wänden durchgeführt.

Zu Vergleichszwecken sind die Ergebnisse der Versuche bereits in *Bild 8* eingetragen. An Position 190 mm ist das Schaubild der einseitig beplankten Wand eingetragen. Die Maximallast beträgt ca. 50 kN, bevor das Zugversagen der Beplankung eine weitere Laststeigerung verhinderte.

Die beiden Versuche mit beidseitig beplankten Holzrahmenbauwänden sind an den Pos. 200 bzw. 210 mm eingetragen. Die bei diesen Versuchen erreichten Höchstlasten unterscheiden sich nur geringfügig. Das Versagen trat in beiden Fällen wiederum durch den Abriss der OSB-Platte ein. Die Maximallast für den Versuch mit Auflast 10 kN/m entsprach derjenigen für die Systembauweise.

Die Energiedissipation der Holzrahmenbauwände verglichen mit der Systembauweise ist beim wiederholten Durchlauf der einzelnen Schleifen geringer. Obwohl vorgeschädigt, kann die Einzelement-Bauweise noch vergleichsweise viel Energie dissipieren, während die Holzrahmenbauweise durch den Abriss der OSB – Platte so stark vorgeschädigt ist, dass die Energiedissipation stark nachlässt.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Entwicklung und Verbesserung eines innovativen Holzbaukonzeptes wurde am Beispiel einer Elementbauweise vorgestellt. Im Kooperationsprojekt zwischen mittelständischem Unternehmen und Forschungseinrichtung wurde ein Produkt für außergewöhnliche Einwirkungen durch Bauteilversuche geprüft und in enger Zusammenarbeit mit dem Hersteller verbessert. Marktchancen in Ländern, in denen solche Beanspruchungen häufig auftreten, lassen sich durch diese vorab durchgeführten Untersuchungen schneller ergreifen.

Alle Versuche wurden nach ISO/CD 21581 durchgeführt. Dieser innovative Normentwurf stellt erstmals einheitliche Prüfbedingungen für Wände in Holzbauweise unter statischer und zyklischer Belastung vor. Bisherige Normen befassten sich lediglich mit statisch – monotoner Belastung von Wandscheiben oder mit der zyklischen Prüfung von einzelnen Verbindungen. Die Entscheidung über das „richtige“ Vorgehen bei der Prüfung von Wandscheiben lag bisher beim jeweiligen Prüfer. ISO/CD 21581 stellt daher einen wichtigen Schritt in Richtung einer international anerkannten Prüfnorm für Wandscheiben in Holzbauweise dar. Die Anwendbarkeit des Normenentwurfs auf außergewöhnliche Systeme wurde im Rahmen der Untersuchungen bestätigt. Die Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine wird die Weiterentwicklung dieser Prüfnorm unterstützen und ihre Erfahrungen einbringen.

Die Einzelement-Bauweise kann hinsichtlich ihrer Eigenschaften für aussteifende Wände in den Bereich des konventionellen Holzrahmenbaus eingeordnet werden. Sowohl die erreichten Höchstlasten als auch die Verschiebungen bewegen sich im Bereich derjenigen, die bei Vergleichsversuchen gemessen werden konnten.

Die Energiedissipationseigenschaften der Einzelement-Bauweise sind exzellent. Durch die vielen dissipativen Bereiche ist die Einordnung der Bauweise in die Duktilitätsklasse 3 angebracht. Die positiven Eigenschaften machen den Einsatz in Regionen, die durch hohe Windlasten und Erdbeben gefährdet sind, möglich. Die Systembauweise kann die gleichen Einsatzzwecke wie die Holzrahmenbauweise erfüllen, ist dabei jedoch sehr einfach im Aufbau und daher kostengünstig.

Weitere Forschungsarbeit liegt in der Entwicklung eines numerischen Modells zur Beschreibung des Verhaltens der Wände bei den geprüften Beanspruchungen. Mit dem Rechenmodell soll die Berechnung anderer Geometrien, z.B. mit Öffnungen in den Wänden möglich werden. Im Anschluss soll ein praxisgerechter Bemessungsvorschlag für die Bauweise erfolgen.

6 Literatur

- [1] Ceccotti, A. (1995): Holzverbindungen unter Erdbebenbeanspruchungen. Holzbauwerke STEP 1 – Bemessung und Baustoffe. Hrsg.: Blaß, H.J., Görlacher, R., Steck, G., Fachverlag Holz, Düsseldorf.
- [2] Dujic, B.; Aicher, S.; Zarnic, R. (2005): Investigations on in-plane loaded wooden elements – influence of loading and boundary conditions. Otto-Graf-Journal Vol. 16, 2005
- [3] Committee Draft ISO/CD 21581 (2007) – Timber Structures – Static and cyclic lateral test method for shear walls
- [4] Yasumura, M., Karacabeyli, E., 2007. “International Test Standard development for lateral load test method for shear walls” Proceedings CIB-W 18, paper 40-15-5, Bled, Slovenia.
- [5] EN 12512, 2001. Timber Structures – Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners.
- [6] EN 594, 1996. Timber Structures – Test methods – Racking strength and stiffness of timber frame wall panels.
- [7] ISO Standard 16670, 2003. Timber Structures – Joints made with mechanical fasteners – Quasi-static reversed-cyclic test method.

Dipl.-Ing. Gunnar Gebhardt



Universität Karlsruhe (TH)
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
Kaiserstraße 12
76131 Karlsruhe
Tel.: 0721 608-8127
Fax: 0721 608-4081
E-Mail: gunnar.gebhardt@holz.uka.de

1979	Geboren in Backnang
1999	Abitur am Gymnasium Wiesloch
1999 – 2000	Zivildienst
2000 – 2005	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe (TH)
2004 – 2005	Studium des Bauingenieurwesens an der Universitat Politècnica de Catalunya in Barcelona (Spanien)
Seit 2006	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH)

Holzfaserdämmplatten ...

... als tragende Beplankung von aussteifenden Holztafeln

1 Einleitung

Die in den vergangenen Jahren gestiegenen Anforderungen an den winterlichen und sommerlichen Wärmeschutz erfordern immer dickere Dämmschichten in Außenbauteilen von Gebäuden – insbesondere von Wohnhäusern. Holz als nachwachsender Rohstoff kann in Form von Holzfaserdämmplatten (HFDP) sehr gut für diesen Zweck eingesetzt werden. Für eine hohe Dämmwirkung eines Bauteils ist ein niedriger Wärmedurchgangskoeffizient erforderlich. Der Wärmedurchgangskoeffizient eines Bauteils ist abhängig von den Dicken und den Wärmeleitfähigkeiten der einzelnen Schichten. Eine niedrige Wärmeleitfähigkeit ist meist mit einer erhöhten Porosität und einer damit geringeren Rohdichte verbunden.

Festigkeitseigenschaften im Holzbau sind jedoch in hohem Maße von der Rohdichte des Holzwerkstoffes abhängig. Auf Grund der geringen Rohdichte von HFDP wurde bislang ein neben der Dämmung zusätzlicher Einsatz als aussteifende Beplankung nicht untersucht. In einem laufenden Forschungsvorhaben wurden am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der Universität Karlsruhe die tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften von HFDP unterschiedlicher Typen und Hersteller untersucht. Im vorliegenden Beitrag werden die durchgeführten Versuche und deren Ergebnisse vorgestellt. An einem Beispiel wird die Berechnung der Tragfähigkeit einer Wandtafel nach DIN 1052:2004 und die Berechnung der Steifigkeit nach den Erläuterungen zu DIN 1052:2004 vorgestellt.

2 Eigenschaften von HFDP

HFDP werden in zwei unterschiedlichen Verfahren hergestellt. In beiden Verfahren wird das Ausgangsmaterial (Schwarten und Hackenschnitzel) zu Holzfasern zermahlen. Im Nassverfahren werden die Holzfasern mit Wasser und weiteren Zuschlagsstoffen zu einem Brei vermischt und anschließend verpresst und getrocknet. Als Bindemittel dient hierbei ausschließlich das im Holz enthaltene Lignin. Auf Grund des hohen Energieeinsatzes bei der Trocknung werden Platten größerer Dicken durch Verklebung einzelner Platten hergestellt. Hierbei können auch Platten mit unterschiedlichen Rohdichten kombiniert werden. Im Trockenverfahren werden die Holzfasern mit Klebstoff besprüht und anschließend verpresst und getrocknet. Nach der Trocknung und einer eventuellen Verklebung werden die Platten zugeschnitten und nach Bedarf die Plattenränder gefräst.

HFDP können in Gebäuden in verschiedenen Bauteilen zum Einsatz kommen. In Dächern werden HFDP als Unterdeckplatten alternativ

zur Unterspannbahn durch die Konterlattung auf den Sparren befestigt. Als zusätzliche Dämmung in Dächern ist eine Zwischensparren- und Aufsparrendämmung mit Dämmplatten möglich. Im Vergleich mit Unterdeckplatten besitzen Dämmplatten eine niedrigere Rohdichte und eine niedrigere Wärmeleitfähigkeit.

In Wänden können HFDP als Unterdeckplatten in hinterlüfteten Fassaden oder als Wärmedämmverbundplatten eingesetzt werden. Dabei wird der Außenputz in zwei Schichten direkt auf die Wärmedämmverbundplatte aufgetragen. In *Bild 1* sind die Einsatzmöglichkeiten von HFDP dargestellt.

Für die Bestimmung der tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften von HFDP wurden Unterdeckplatten, Wärmedämmverbundplatten und Dämmplatten von unterschiedlichen Herstellern ausgewählt. Die

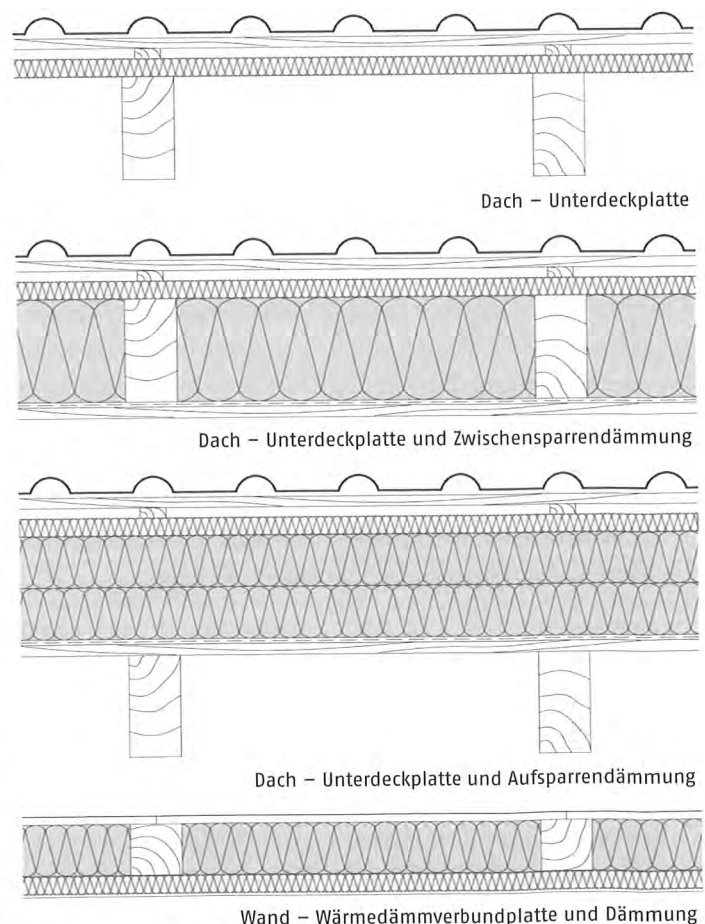


Bild 1 Einsatzmöglichkeiten von HFDP

Nennrohdichten der HFDP lagen in einem Bereich von 110 kg/m³ bis 270 kg/m³. Die Rohdichten und die Feuchtegehalte der untersuchten Platten wurden ermittelt. Auf Grundlage der ermittelten Rohdichtewerte wird für Unterdeckplatten eine charakteristische Rohdichte $\rho_k = 200 \text{ kg/m}^3$, für Wärmedämmverbundplatten eine charakteristische Rohdichte $\rho_k = 150 \text{ kg/m}^3$ und für Dämmplatten eine charakteristische Rohdichte $\rho_k = 100 \text{ kg/m}^3$ vorgeschlagen. Der Feuchtegehalt der untersuchten Platten lag zwischen 7,3 % und 10,3 %.

3 Nachweise von Wandtafeln

3.1 Allgemeines

Gebäude können durch Scheiben (Wände, Decken und Dächer) gegen horizontale Lasten wie z.B. Wind- oder Erdbebenlasten aussteift werden. Die Konstruktion der aussteifenden Scheiben kann in Gebäuden aus Holz in Holztafelbauweise erfolgen. Die scheibenartig beanspruchten Tafeln müssen hierfür an allen Rändern durch Randrippen begrenzt werden. Neben den Randrippen besitzen Tafeln randparallele Innenrippen in einem regelmäßigen Abstand. Die einwirkenden Lasten werden über die Kopfrippe in die Beplankung eingeleitet und über die Fußrippe in die angrenzenden Bauteile weitergeleitet. Die Beplankung von Wänden besteht i.d.R. aus über die volle Höhe gehenden Platten. Vertikale Plattenstöße werden auf den Rippen angeordnet. In einem möglichen horizontalen Stoß ist der Schubfluss über ein Stoßholz oder ggf. mit Wellennägeln weiterzuleiten. Freie Plattenränder quer zu den Innenrippen sind in Dach- und Deckentafeln möglich, wenn bestimmte Bedingungen eingehalten sind (s. [1]). Der Verbund zwischen Beplankung und Rippen wird durch einen Schubfluss in Richtung der Stabachsen und ggf. durch einen zusätzlichen Schubfluss rechtwinklig zu den Stabachsen der Rippen beansprucht. Die Verbindungsmittel, die den Schubfluss zwischen Beplankung und Rippe übertragen, sind in einem regelmäßigen Abstand anzuordnen. In Scheiben aus einzelnen Tafелеlementen ist die Übertragung des Schubflusses zu ermöglichen. Die Beplankung kann bislang mit OSB, Spanplatten, Brettsperholz oder Gipskartonplatten ausgeführt werden. Der Nachweis der Tragfähigkeit der Tafel kann nach DIN 1052:2004 erfolgen.

3.2 Nachweis der Tragfähigkeit nach DIN 1052:2004

Für die Bemessung von Wandtafeln ist nach DIN 1052:2004 u.a. der Nachweis des Schubflusses nach Gleichung (1) zu führen:

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

mit

$s_{v,0,d}$ Bemessungswert des Schubflusses der Beplankung
 $f_{v,0,d}$ Bemessungswert der längenbezogenen Schubfestigkeit der Beplankung

Der Bemessungswert der längenbezogenen Schubfestigkeit berücksichtigt ein Versagen der Verbindung, ein Schubversagen der Beplankung sowie ein mögliches Beulen der Beplankung und ist nach Gleichung (2) zu berechnen:

$$f_{v,0,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{v1} \cdot \frac{R_d}{a_v} \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot \frac{t^2}{a_r} \end{array} \right\} \quad (2)$$

mit

- k_{v1} Beiwert zur Berücksichtigung der Anordnung und Verbindungsart der Platten
- k_{v2} Beiwert zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchung
- R_d Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels auf Abscheren
- a_v Abstand der Verbindungsmittel untereinander
- $f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit der Platten
- t Dicke der Platten
- a_r Abstand der Rippen

Dabei gilt für den Beiwert k_{v1} :

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

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

Für den Beiwert k_{v2} gilt:

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

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

In den Nachweis von mit HFDP beplankten Tafeln gehen die Schubfestigkeit von HFDP und die Tragfähigkeit von Holz-HFDP-Verbindungen ein. Die Schubfestigkeiten von HFDP wurden in Versuchen mit verschiedenen HFDP ermittelt. Die Tragfähigkeit der Holz-HFDP-Verbindung auf Abscheren kann in Abhängigkeit der Geometrie der Verbindung, des Fließmomentes des Verbindungsmittels und der Lochleibungsfestigkeiten der verbundenen Holzwerkstoffe nach DIN 1052:2004 berechnet werden.

In Zugscherversuchen mit Breitückenklammern wurde ein Rückendurchziehen der Breitückenklammer in die HFDP beobachtet. Daher wird für die Berechnung der Tragfähigkeit der Einhängeeffekt der Breitückenklammer berücksichtigt. Der Einhängeeffekt wird in Abhängigkeit des Ausziehparameters und des Kopfdurchziehparameters berechnet. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Holz-HFDP-Verbindungen wurden die Lochleibungsfestigkeit von Nägeln in HFDP und die Rückendurchziehtragfähigkeit von Breitückenklammern in HFDP experimentell ermittelt.

3.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

In DIN 1052:2004 wird für Wandtafeln unter vertikaler Beanspruchung als Grenzwert für die horizontale Verformung der aussteifenden Bauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Grenzwert von $b/100$ festgelegt. Für die Steifigkeitskennwerte und den Verschiebungsmodul der Verbindung sind die durch den Teilsicherheitsbeiwert dividierten Werte zu verwenden. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist als Grenzwert in der charakteristischen (seltenen) Bemessungssituation

der Grenzwert $b/150$ einzuhalten. Hierbei werden die Mittelwerte der Steifigkeitskennwerte verwendet.

Die Verformung einer Wandtafel unter einer horizontalen Beanspruchung kann nach [2] abgeschätzt werden. Die Gesamtverformung setzt sich aus vier Anteilen zusammen. Der Verformungsanteil durch die Beanspruchung der Verbindungsmittel kann nach Gleichung (3) berechnet werden.

$$u_{K,inst} = (2\ell + 2b) \cdot \frac{a_v}{K_{ser} \cdot \ell^2} \cdot F = \frac{1}{K_K} \cdot F \quad (3)$$

mit

- F horizontale Einwirkung in Tafelebene
- ℓ Länge der Wandtafel
- b Höhe der Wandtafel
- a_v Abstand der Verbindungsmittel
- K_{ser} Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel

Der Verformungsanteil aus der Schubbeanspruchung der Beplankung wird nach Gleichung (4) berechnet:

$$u_{G,inst} = \frac{F}{G \cdot t} \cdot \frac{b}{\ell} = \frac{1}{K_G} \cdot F \quad (4)$$

mit

- G Schubmodul der Beplankung
- t Dicke der Beplankung

Der Verformungsanteil aus der Normalkraftbeanspruchung der Randrippen errechnet sich zu:

$$u_{E,inst} = \frac{2}{3} \frac{F}{E_0 A} \left(\ell + \frac{b^2}{\ell^2} \cdot b \right) = \frac{1}{K_E} \cdot F \quad (5)$$

mit

- E_0 Elastizitätsmodul der Rippe
- A Querschnittsfläche der Rippe

Der Verformungsanteil der Wandtafel aus Querdruck wird nach Gleichung (6) berechnet:

$$u_{v,inst} = v_{90} \cdot \frac{b}{\ell} \cdot \frac{\sigma_{c,90,k}}{1,2 \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{mod}} = v_{90} \cdot \frac{b^2}{\ell^2} \cdot \frac{F}{1,2 \cdot A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{mod}} = \frac{1}{K_v} \cdot F \quad (6)$$

mit

- v_{90} Querdruckverformung
- $\sigma_{c,90,k}$ Querdruckspannung
- A_{ef} Wirksame Querdruckfläche
- $k_{c,90}$ Querdruckbeiwert
- $f_{c,90,k}$ charakteristische Querdruckfestigkeit
- k_{mod} Modifikationsbeiwert

Für die Querdruckverformung v_{90} darf bei voller Auslastung der Kontaktfläche $v_{90} = 1$ mm angenommen werden.

Die Gesamtverformung der Tafel ist die Summe der Einzelanteile:

$$u_{ges} = u_{K,inst} + u_{G,inst} + u_{E,inst} + u_{v,inst} = \frac{1}{K_K} F + \frac{1}{K_G} F + \frac{1}{K_E} F + \frac{1}{K_v} F = \frac{1}{K_{ges}} F \quad (7)$$

Damit kann die Gesamtsteifigkeit der Tafel formuliert werden als:

$$\frac{1}{K_{ges}} = \frac{1}{K_K} + \frac{1}{K_G} + \frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_v} \quad (8)$$

mit

$$K_K = \frac{K_{ser}}{a_v} \cdot \frac{\ell^2}{(2\ell + 2b)} \quad K_E = \frac{3E_0 A}{2 \left(\ell + \frac{b^2}{\ell^2} \cdot b \right)}$$

$$K_G = G \cdot t \cdot \frac{\ell}{b} \quad K_v = \frac{1,2 \cdot A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{mod} \cdot \ell^2}{v_{90} \cdot b^2}$$

Die rechnerische Gesamtsteifigkeit kann der Steifigkeit aus den Versuchen mit Wandscheiben gegenübergestellt werden.

4 Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit von Nägeln in HFDP

Während die Lochleibungsfestigkeit für Hartfaserplatten nach DIN 1052:2004 in Abhängigkeit der Rohdichte und der Plattendicke berechnet werden kann, liegen für HFDP bislang keine Werte für die Lochleibungsfestigkeit vor. In Versuchen wurden die Lochleibungsfestigkeiten von Nägeln mit fünf unterschiedlichen Durchmessern in den ausgewählten HFDP ermittelt. Hierbei wird der Nagel in die Probe eingeschlagen und bis zu einer festgelegten Verschiebung belastet. Die Lochleibungsfestigkeit wird aus der Maximallast in Abhängigkeit des Nageldurchmessers und der Probendicke berechnet. In *Bild 2* ist die Versuchsdurchführung dargestellt.

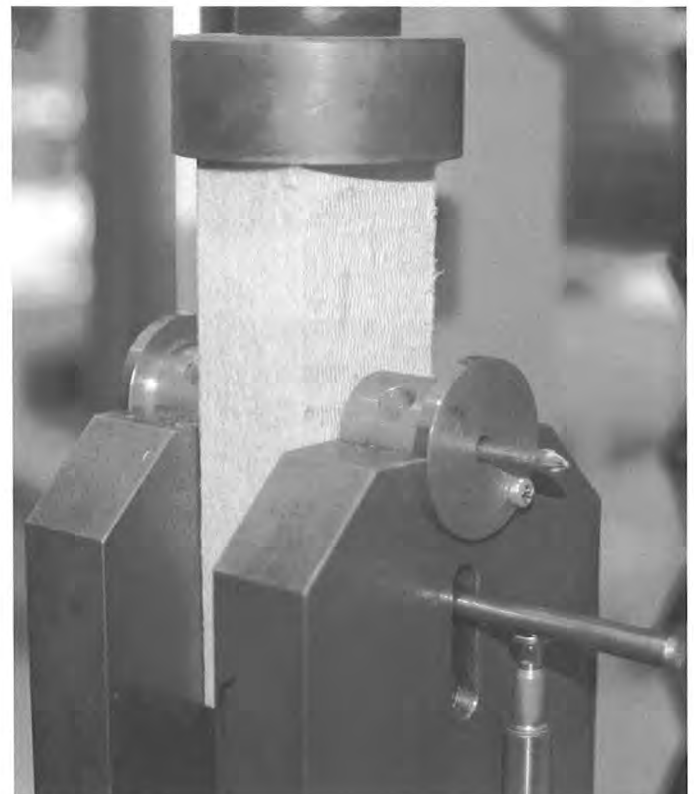


Bild 2 Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit von HFDP

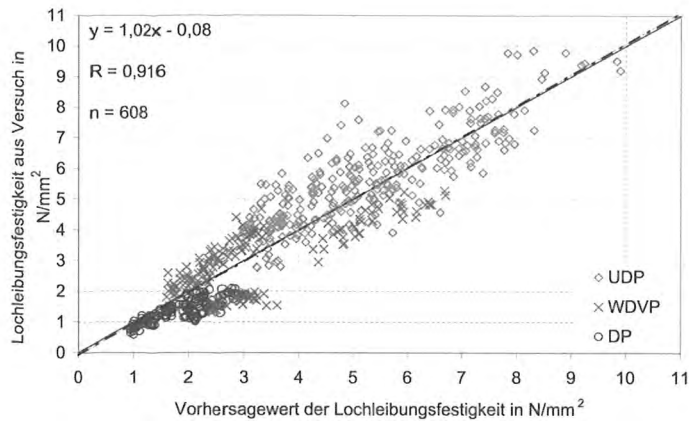


Bild 3 Versuchsergebnisse über Vorhersagewert der Lochleibungsfestigkeit

Die mittlere Lochleibungsfestigkeit von HFDP kann in Abhängigkeit von dem Durchmesser und der Rohdichte nach Gleichung (9) berechnet werden. In Bild 3 sind die Versuchsergebnisse den mit Gleichung (9) berechneten Werten gegenübergestellt.

$$f_b = 18,3 \cdot 10^{-5} \cdot \rho^{2,04} \cdot d^{-0,74} \quad \text{in N/mm}^2 \quad (9)$$

mit

ρ Mittlere Rohdichte in kg/m^3

d Durchmesser in mm

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit kann unter Berücksichtigung der jeweiligen charakteristischen Rohdichte in Abhängigkeit vom Durchmesser für Unterdeckplatten (UDP), Wärmedämmverbundplatten (WDVP) und Dämmplatten (DP) nach den Gleichungen (10) – (12) berechnet werden:

$$\text{UDP} \quad f_{b,k} = 8,88 \cdot d^{-0,75} \quad \text{in N/mm}^2 \quad (10)$$

$$\text{WDVP} \quad f_{b,k} = 4,25 \cdot d^{-0,75} \quad \text{in N/mm}^2 \quad (11)$$

$$\text{DP} \quad f_{b,k} = 1,57 \cdot d^{-0,75} \quad \text{in N/mm}^2 \quad (12)$$



Bild 4 Ermittlung der Rückendurchziehtragsfähigkeit

mit

ρ_k Charakteristische Rohdichte der HFDP in kg/m^3

5 Ermittlung der Rückendurchziehtragsfähigkeit von Klammern in HFDP

In weiteren Versuchen wurde die Rückendurchziehtragsfähigkeit von Breitrückklammern in Unterdeckplatten und Wärmedämmverbundplatten ermittelt. Die Rückendurchziehtragsfähigkeit entspricht der im Versuch ermittelten Maximallast. In Bild 4 ist die Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Rückendurchziehtragsfähigkeit dargestellt. Die mittlere Rückendurchziehtragsfähigkeit kann nach Gleichung (13) berechnet werden. In Bild 5 sind die mit Gleichung (13) berechneten Werte den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

$$R_{ax,2} = 0,040 \cdot \rho^{1,17} \cdot t^{0,95} \quad \text{in N} \quad (13)$$

mit

ρ Rohdichte der HFDP in kg/m^3

t Dicke der HFDP in mm

Die charakteristische Rückendurchziehtragsfähigkeit kann nach Gleichung (14) berechnet werden:

$$R_{ax,2,k} = 0,032 \cdot \rho_k^{1,17} \cdot t^{0,95} \quad \text{in N} \quad (14)$$

mit

ρ_k Charakteristische Rohdichte der HFDP in kg/m^3

Die Tragfähigkeit auf Herausziehen des Klammerschaftes aus Vollholz kann nach DIN 1052:2004 berechnet werden. Die Befestigung der HFDP mit Nägeln oder Schrauben erfolgt durch die Konterlattung hindurch. Die Herausziehtragsfähigkeit und die Kopfdurchziehtragsfähigkeit für Nägel und Schrauben können nach DIN 1052:2004 berechnet

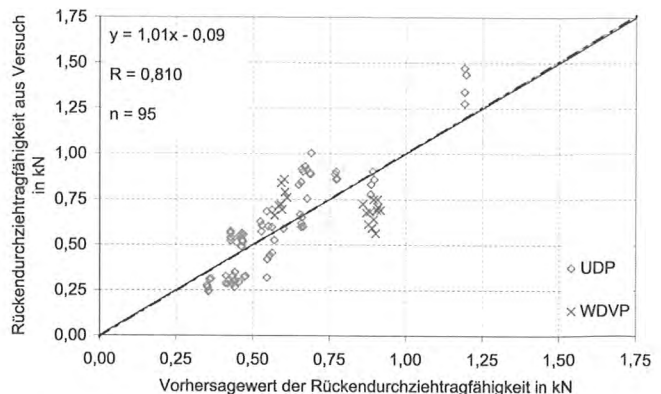


Bild 5 Versuchsergebnisse über Vorhersagewert der Rückendurchziehtragsfähigkeit

werden. Die Ermittlung der Tragfähigkeit kann nach der Johansen-Theorie unter Berücksichtigung der außen angeordneten Konterlattung erfolgen.

6 Erweiterung der Johansen-Theorie

Die Tragfähigkeit der Holz-HFDP-Verbindung mit mechanischen Verbindungsmittel kann im Allgemeinen nach der Johansen-Theorie berechnet werden. Für die Befestigung der HFDP auf der Holzunterkonstruktion durch die Konterlattung hindurch können sich die Versagensmechanismen G.3 und G.5 nach DIN 1052:2004 nicht einstellen. Die Erhöhung der Tragfähigkeit durch die außen liegende Konterlattung kann durch eine Erweiterung der Gleichungen G.3 und G.5 berücksichtigt werden. Die Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeiten lassen sich durch das Aufstellen und Lösen des Kräfte- und Momentengleichgewichtes herleiten (s. Bild 6 und Bild 7). Die erweiterten Berechnungsgleichungen sind in den Gleichungen (15) und (16) angegeben.

$$R = \frac{f_{b1} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta_2} \sqrt[4]{\beta_2 + 2\beta_2^2 \left[1 + \left(\frac{t_2}{t_1} \right) + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta_2^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 + \beta_2 \cdot \beta_3 (1 + \beta_2) \left(\frac{t_3}{t_1} \right)^2} - \beta_2 \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (15)$$

$$R = \frac{f_{b1} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta_2} \sqrt[4]{2\beta_2^2 (1 + \beta_2) + \frac{4\beta_2 (1 + 2\beta_2) M_y}{f_{b1} \cdot d \cdot t_2^2} + \beta_2 \cdot \beta_3 (1 + 2\beta_2) \left(\frac{t_3}{t_2} \right)^2} - \beta_2 \quad (16)$$

mit

t_3 Dicke der Konterlatte
 f_{h3} Lochleibungsfestigkeit der Konterlatte

$$\beta_2 = \frac{f_{b2}}{f_{b1}} \quad \beta_3 = \frac{f_{b3}}{f_{b1}}$$

Zur Verifizierung der Grundlagenversuche und zur Ermittlung von Verschiebungsmodul von Holz-HFDP-Verbindungen wurden Zugscherversuche durchgeführt. Hierfür wurden Zugscherkörper mit Nägeln, Klammern und Breitrückenkammern hergestellt. Die Befestigung der HFDP auf der Holzunterkonstruktion mit Nägeln und Klammern erfolgte durch die Konterlattung hindurch. Die Breitrückenkammern wurden direkt in die HFDP eingebracht. Ein Versuchskörper mit Konterlattung und Nägeln im Versuchsaufbau ist in Bild 8 dargestellt.

Der Verschiebungsmodul von Holz-HFDP-Verbindungen kann nach Gleichung (17) abgeschätzt werden:

$$K_{ser} = 1,25 \cdot \rho_{HFDP}^{0,8} \cdot \rho_{VH}^{0,3} \cdot t_{HFDP}^{-0,32} \cdot d^{1,29} \quad \text{in N/mm} \quad (17)$$

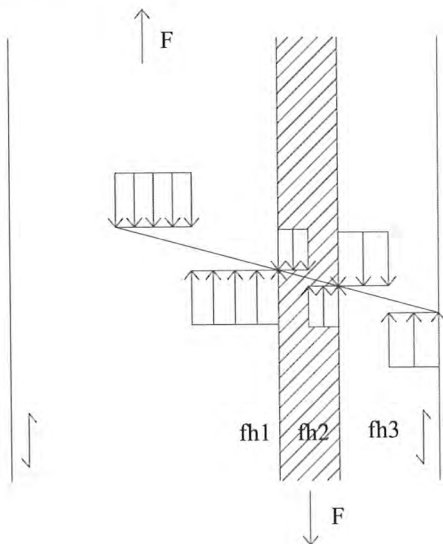


Bild 6 Versagensmechanismus G.3 mit Konterlatte

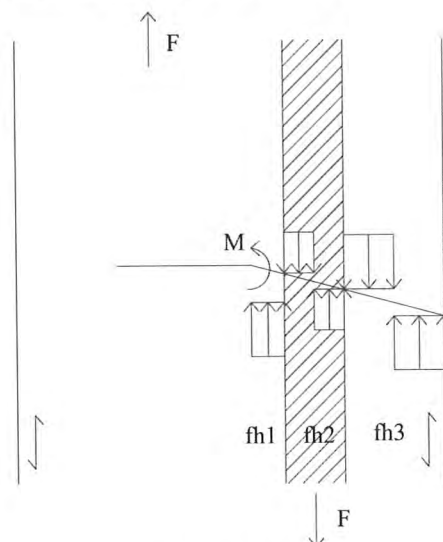


Bild 7 Versagensmechanismus G.5 mit Konterlatte

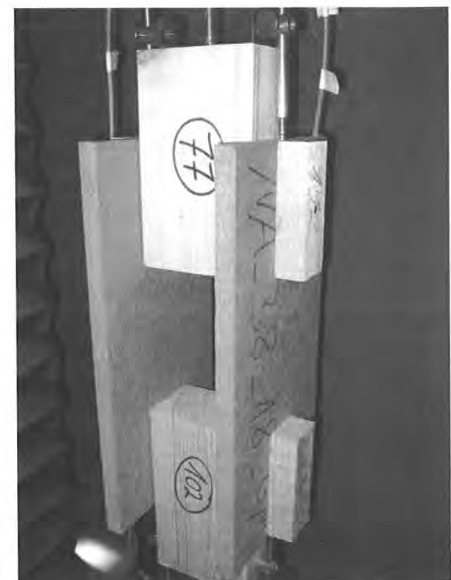


Bild 8 Versuchskörper im Zugscherversuch zur Ermittlung der Verschiebungsmodul

- mit
- ρ_{HFDP} Mittlere Rohdichte der HFDP in kg/m^3
 - ρ_{VH} Mittlere Rohdichte des VH in kg/m^3
 - t_{HFDP} Dicke der HFDP in mm
 - d Durchmesser des Verbindungsmittels in mm

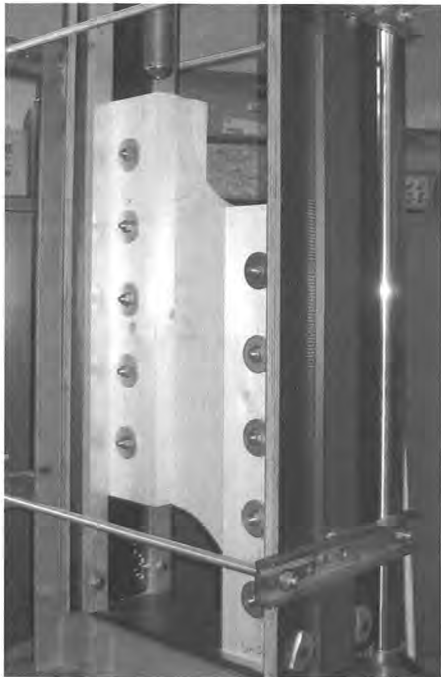


Bild 9 Ermittlung der Schubfestigkeit und der Schubmoduln

7 Ermittlung der Schubfestigkeiten und Schubmoduln von HFDP

In DIN 1052:2004 werden für Hartfaserplatten und mitteldichte Faserplatten Rechenwerte für die charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte angegeben. Für HFDP liegen bislang keine Werte für die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften in Plattenebene vor. In Versuchen wurden die Schubfestigkeiten und Schubmoduln der ausgewählten HFDP ermittelt. Hierfür wurden aus den Platten Proben ausgeschnitten und mit Seitenhölzern verstärkt. In Bild 9 ist ein Versuchskörper im Versuchsaufbau dargestellt.

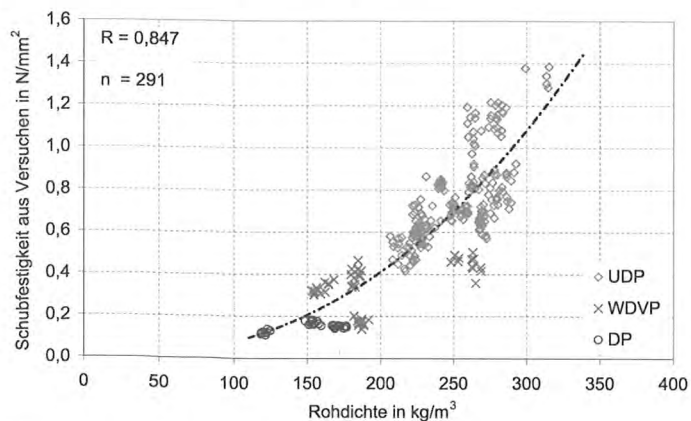


Bild 10 Schubfestigkeit über Rohdichte

HFDP	ρ_k	$f_{v,k}$	G_{mean}
UDP $t \leq 22$ mm	200	0,6	350
UDP $t > 22$ mm	200	0,4	300
WDVPh	150	0,3	300
WDVPC / DP	150 / 100	0,1	250

Tabelle 1 Kennwerte von HFDP

Die Schubfestigkeit wird aus der Maximallast in Abhängigkeit von der Geometrie der Probe bestimmt. Die mittlere Schubfestigkeit von HFDP kann in Abhängigkeit der Rohdichte nach Gleichung (18) abgeschätzt werden. In Bild 10 sind die mit Gleichung (18) berechneten Werte den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

$$f_v = 1,30 \cdot 10^{-6} \cdot \rho^{2,39} \text{ in N/mm}^2 \quad (18)$$

- mit
- ρ Mittlere Rohdichte der HFDP in kg/m^3

Für die Bestimmung charakteristischer Werte der Schubfestigkeit und der Schubmoduln wurden die ausgewählten HFDP in vier Gruppen eingeteilt: UDP mit $t \leq 22$ mm, UDP mit $t > 22$ mm, homogen aufgebaute WDVP sowie kombiniert aufgebaute WDVP und DP. Die ermittelten charakteristischen Schubtragfähigkeiten und mittleren Schubmoduln sind in Tabelle 1 angegeben.

8 Versuche mit Wandscheiben

8.1 Berechnung der Tragfähigkeit der Wandscheiben

Zum Vergleich der Ergebnisse der Wandscheibenversuche mit den Vorversuchen wird für zwei Wandscheiben beispielhaft die mittlere Tragfähigkeit in Anlehnung an DIN 1052:2004 berechnet. Im Nachweisformat muss die Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit mit den charakteristischen Werten durchgeführt werden. Für die Berechnung werden zwei Möglichkeiten vorgestellt. Die erste Möglichkeit (a) baut auf den Ergebnissen der Vorversuche auf. Die Tragfähigkeit der Holz-HFDP-Verbindung und die Schubfestigkeit wurden in Versuchen ermittelt und können direkt in die Berechnung der längenbezogenen Schubfestigkeit übernommen werden. Damit kann relativ schnell die zu erwartende Tragfähigkeit der Wandscheibe berechnet werden. Die zweite Möglichkeit (b) geht von der Nennrohichte der HFDP aus und ermittelt die grundlegenden tragfähigkeitsrelevanten Größen in Abhängigkeit von der Nennrohichte nach den vorgestellten Gleichungen. Im Folgenden werden die beiden Möglichkeiten an zwei Beispielen erläutert.

a) Berechnung auf Grundlage der Ergebnisse der Vorversuche

Die Tragfähigkeit der Verbindung VH – HFDP und die Schubfestigkeit der HFDP wurden in Vorversuchen bestimmt.

Länge der Wandscheibe: $\ell = 630 \text{ mm}$
 Dicke der HFDP: $t = 36 \text{ mm}$
 Abstand der Verbindungsmittel: $a_v = 100 \text{ mm}$
 Plattenränder der Tafel allseitig schubsteif verbunden: $k_{v1} = 1,0$
 Beidseitige Beplankung: $k_{v2} = 0,5$
 Mittlere Tragfähigkeit der Verbindung VH – HFDP: $F = 758 \text{ N}$
 Mittlere Schubfestigkeit der HFDP: $f_v = 0,71 \text{ N/mm}^2$
 Mittlere längenbezogene Schubfestigkeit (Verbindungsmittel):

$$f_{v,0,VM} = k_{v1} \cdot \frac{F}{a_v} = 1,0 \cdot \frac{758}{100} = 7,58 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Mittlere längenbezogene Schubfestigkeit (Schubfestigkeit Beplankung):

$$f_{v,0,fv} = k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_v \cdot t = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,71 \cdot 36 = 12,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Mittlere längenbezogene Schubfestigkeit (Beulen):

$$f_{v,0,Beulen} = k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_v \cdot 35 \cdot \frac{t^2}{a_r} = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,71 \cdot 35 \cdot \frac{36^2}{630} = 25,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Maßgebende mittlere längenbezogene Schubfestigkeit:

$$f_{v,0} = f_{v,0,VM} = 7,58 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Mittlere Tragfähigkeit der Wandscheibe:

$$R_{v0} = 2 \cdot f_{v,0} \cdot \ell = 2 \cdot 7,58 \cdot 630 = 9,55 \text{ kN}$$

Die Berechnung der mittleren Tragfähigkeit der Wandscheiben auf Grundlage der Vorversuche und die zugehörigen Versuchsergebnisse sind in *Tabelle 2* zusammengestellt.

b) Berechnung auf Grundlage der Nennrohdichte

Für eine weitere HFDP, die in den Vorversuchen nicht untersucht wurde, wird die Tragfähigkeit der Wandscheibe in Abhängigkeit der Nennrohdichte berechnet.

Länge der Wandscheibe: $\ell = 630 \text{ mm}$
 Dicke der HFDP: $t = 60 \text{ mm}$
 Abstand der Verbindungsmittel: $a_v = 100 \text{ mm}$
 Durchmesser des Klammerschaftes: $d = 2 \text{ mm}$
 Länge der Klammer: $\ell = 100 \text{ mm}$
 Nennrohdichte der HFDP: $\rho_{HFDP} = 250 \text{ kg/m}^3$
 Mittlere Rohdichte der Kopfrippe: $\rho_{VH} = 441 \text{ kg/m}^3$
 Mittlere Zugfestigkeit Klammer: $f_u = 781 \text{ N/mm}^2$
 Plattenränder der Tafel allseitig schubsteif verbunden: $k_{v1} = 1,0$
 Beidseitige Beplankung: $k_{v2} = 0,5$
 Mittlere Lochleibungsfestigkeit HFDP:

$$f_{b,HFDP} = 18,3 \cdot 10^{-5} \cdot \rho^{2,04} \cdot d^{-0,74} = 18,3 \cdot 10^{-5} \cdot 250^{2,04} \cdot 2^{-0,74} = 8,54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mittlere Lochleibungsfestigkeit VH:

$$f_{b,VH} = 0,082 \cdot \rho \cdot d^{-0,3} = 0,082 \cdot 441 \cdot 2^{-0,3} = 29,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mittleres Fließmoment der Klammer:

$$M_y = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 781 \cdot 2^{2,6} = 1421 \text{ Nmm}$$

Ermittlung der lateralen Tragfähigkeit der Verbindung:

$$f_{b,1} = 8,54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{b,2} = 29,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \beta = 3,44$$

$$t_1 = 60 \text{ mm} \quad t_2 = 40 \text{ mm} \quad M_y = 1421 \text{ Nmm}$$

G.1 $R = f_{b,1} \cdot t_1 \cdot d = 8,54 \cdot 60 \cdot 2 = 1025 \text{ N}$

G.2 $R = f_{b,1} \cdot t_2 \cdot d \cdot \beta = 8,54 \cdot 40 \cdot 2 \cdot 3,44 = 2350 \text{ N}$

G.3
$$R = \frac{f_{b,1} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right)}$$

G.4
$$R = \frac{8,54 \cdot 60 \cdot 2}{1 + 3,44} \sqrt{3,44 + 2 \cdot 3,44^2 \left[1 + \frac{40}{60} + \left(\frac{40}{60} \right)^2 \right] + 3,44^3 \left(\frac{40}{60} \right)^2 - 3,44 \left(1 + \frac{40}{60} \right)}$$

$$= 628 \text{ N}$$

G.4
$$R = \frac{f_{b,1} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_y}{f_{b,1} \cdot d \cdot t_1^2} - \beta}$$

$$= \frac{8,54 \cdot 60 \cdot 2}{2 + 3,44} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,44 \cdot (1 + 3,44) + 4 \cdot 3,44 \cdot (2 + 3,44) \cdot 1421}{8,54 \cdot 2 \cdot 60^2} - 3,44}$$

$$= 422 \text{ N}$$

G.5
$$R = \frac{f_{b,1} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_y}{f_{b,1} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta}$$

$$= \frac{8,54 \cdot 40 \cdot 2}{1 + 2 \cdot 3,44} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,44^2 (1 + 3,44) + 4 \cdot 3,44 \cdot (1 + 2 \cdot 3,44) \cdot 1421}{8,54 \cdot 2 \cdot 40^2} - 3,44}$$

$$= 614 \text{ N}$$

G.6
$$R = \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2M_y \cdot f_{b,1} \cdot d}$$

$$= \sqrt{\frac{2 \cdot 3,44}{1 + 3,44}} \cdot \sqrt{2 \cdot 1421 \cdot 8,54 \cdot 2} = 274 \text{ N}$$

$$R_{Kl} = 2 \cdot \min\{R_{G,1}; R_{G,2}; R_{G,3}; R_{G,4}; R_{G,5}; R_{G,6}\} \\ = 2 \cdot 274 \text{ N} = 548 \text{ N}$$

Ermittlung der axialen Tragfähigkeit der Verbindung:

$$R_{ax,1} = 2 \cdot f_1 \cdot d \cdot \ell_{ef} \\ = 2 \cdot 40 \cdot 10^{-6} \cdot 441^2 \cdot 2 \cdot 40 = 1245 \text{ N}$$

$$R_{ax,2} = 0,040 \cdot \rho_{HFDP}^{1,17} \cdot t^{0,95} \\ = 0,040 \cdot 250^{1,17} \cdot 60^{0,95} = 1250 \text{ N}$$

$$R_{ax,Kl} = \min\{R_{ax,1}; R_{ax,2}\} = \min\{1245; 1250\} = 1245 \text{ N}$$

Erhöhung der lateralen Tragfähigkeit:

$$\Delta R = \min\{0,5 \cdot R; 0,25 \cdot R_{ax}\} \\ = \min\{0,5 \cdot 548; 0,25 \cdot 1245\} = 274 \text{ N}$$

Mittlere Gesamttragfähigkeit der Verbindung:

$$R = R + \Delta R = 548 + 274 = 822 \text{ N}$$

Mittlere Schubfestigkeit der Beplankung:

$$f_v = 1,30 \cdot 10^{-6} \cdot \rho^{2,39} = 1,30 \cdot 10^{-6} \cdot 250^{2,39} = 0,70 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mittlere längenbezogene Schubfestigkeit (Verbindungsmittel):

$$f_{v,0,VM} = k_{v1} \cdot \frac{R}{a_v} = 1,0 \cdot \frac{822}{100} = 8,22 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Mittlere längenbezogene Schubfestigkeit (Schubfestigkeit Beplankung):

$$f_{v,0,fv} = k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_v \cdot t = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,70 \cdot 60 = 21,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Mittlere längenbezogene Schubfestigkeit (Beulen):

$$f_{v,0,Beulen} = k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_v \cdot 35 \cdot \frac{t^2}{a_r} = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,70 \cdot 35 \cdot \frac{60^2}{630} \\ = 70,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Maßgebende mittlere längenbezogene Schubfestigkeit:

$$f_{v,0} = f_{v,0,VM} = 8,22 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Mittlere Tragfähigkeit der Wandscheibe:

$$R_{v0} = 2 \cdot f_{v,0} \cdot \ell = 2 \cdot 8,22 \cdot 630 = 10,4 \text{ kN}$$

Die Berechnung der mittleren Tragfähigkeit der Wandscheiben auf Grundlage der Nennrohdichte und die Versuchsergebnisse der Wandscheibenversuche sind in Tabelle 3 zusammengestellt. In Bild 13 sind die nach den beiden vorgestellten Möglichkeiten berechneten Tragfähigkeiten den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

8.2 Berechnung der Steifigkeit der Wandscheiben

Die Steifigkeit von Wandscheiben kann nach den oben genannten Formeln berechnet werden.

Länge der Wandscheibe: $\ell = 630 \text{ mm}$

Höhe der Wandscheibe: $h = 2390 \text{ mm}$

Dicke der HFDP: $t = 36 \text{ mm}$

Abstand der Verbindungsmittel: $a_v = 100 \text{ mm}$

Breite der Rippen: $b' = 100 \text{ mm}$

Höhe der Rippen: $b'' = 120 \text{ mm}$

Mittlerer Schubmodul der HFDP: $G = 172 \text{ N/mm}^2$

Mittlerer Verschiebungsmodul der Verbindung VH – HFDP:

$$K_{ser} = 690 \text{ N/mm}$$

Mittlerer E-Modul der Rippen: $E = 12452 \text{ N/mm}^2$

Angenommene mittlere Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser der

Fußrippe: $f_{c,90} = 4 \text{ N/mm}^2$

Beiwert: $k_{c,90} = 1,25$

$$K_K = \frac{K_{ser} \cdot \ell^2}{(2\ell + 2b) \cdot a_v} = \frac{690 \cdot 630^2}{(2 \cdot 630 + 2 \cdot 2390) \cdot 100} = 453 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$K_G = \frac{G \cdot t \cdot \ell}{b} = \frac{172 \cdot 36 \cdot 630}{2390} = 1632 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$K_E = \frac{3E_0 A}{2 \left(\ell + \frac{b^2}{\ell^2} \cdot b \right)} = \frac{3 \cdot 12452 \cdot 100 \cdot 120}{2 \left(630 + \frac{2390^2}{630^2} \cdot 2390 \right)} = 6399 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$K_v = \frac{1,2 \cdot A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90} \cdot k_{mod} \cdot \ell^2}{v_{90} \cdot b^2} \\ = \frac{1,2 \cdot (100 + 30) \cdot 120 \cdot 1,25 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 630^2}{1 \cdot 2390^2} = 6504 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$K_{ges} = \frac{2}{\frac{1}{K_K} + \frac{1}{K_G} + \frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_v}} \\ = \frac{2}{\frac{1}{453} + \frac{1}{1632} + \frac{1}{6399} + \frac{1}{6504}} = 0,639 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Die Berechnung der Steifigkeiten der weiteren Wandscheiben ist in Tabelle 4 zusammengestellt. In Bild 14 sind die ermittelten Steifigkeiten den berechneten Steifigkeiten gegenübergestellt.

8.3 Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit von Wandscheiben

Zur Verifizierung der Ergebnisse der Grundlagenversuche wurden Versuche mit 16 bauteilgroßen Wandscheiben durchgeführt. Die Konstruktion der Wandscheiben ist in Bild 11 gezeigt. Die Abmessungen wurden in Anlehnung an ein Standardelement eines am Vorhaben beteiligten Fertighausherstellers gewählt. Jeweils zwei Wandscheiben wurden miteinander verbunden und in einem Versuch geprüft. Die Versuchskörper wurden sowohl einseitig als auch beidseitig mit HFDP beplankt und umlaufend mit Breitrückenkammern ($d = 2 \text{ mm}$) im Abstand

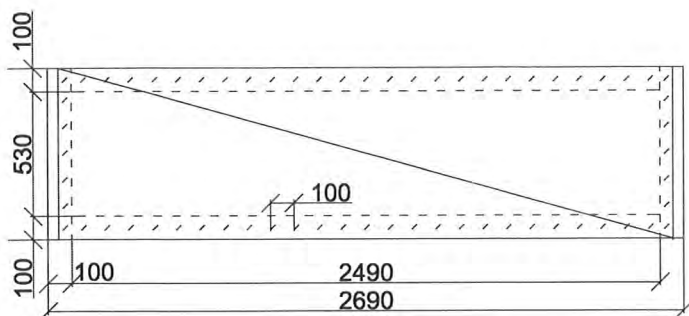


Bild 11 Versuchskörper zur Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit von Wandscheiben

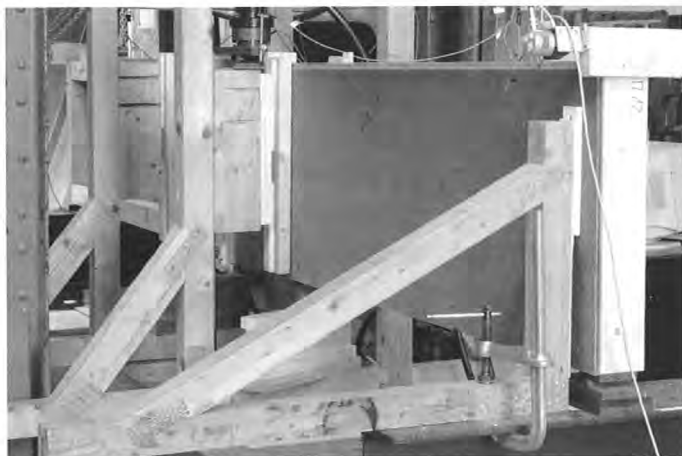


Bild 12 Versuchsaufbau zur Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit von Wandscheiben

von 100 mm befestigt. Ein Versuchskörper im Versuch ist in *Bild 12* dargestellt.

Für die Beplankung der Wandscheiben wurden sowohl HFDP verwendet, deren Trageigenschaften in Vorversuchen ermittelt wurden, als auch eine HFDP, deren Eigenschaften über die Nennrohddichte und die bereits vorgestellten Gleichungen bestimmt wurden. In *Tabelle 2* und *Tabelle 3* sind die rechnerischen Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Ergebnisse der Vorversuche und die in den Versuchen ermittelten Tragfähigkeiten zusammengestellt. Rechnerisch wurde für die dickeren Platten die Verbindungsmitteltragfähigkeit und für die dünneren Platten die Schubtragfähigkeit maßgebend. In den Versuchen stellten sich zwei der drei möglichen Versagensmechanismen ein. Bei einer 18 mm dicken Platte kam es zu einem Schubversagen der Beplankung. Dieser Versagensmechanismus ist durch ein sprödes Versagen gekennzeichnet. Die restlichen Wandscheiben versagten durch Erreichen der Tragfähigkeit der Verbindung. Dieser Versagensmechanismus ist generell durch ein duktileres Verhalten gekennzeichnet. Ein Versuchskörper mit einer 18 mm dicken Beplankung versagte durch Rückendurchziehen der Verbindungsmittel. Dieser Versagensmechanismus ist wie das Schubversagen der Beplankung durch ein sprödes Verhalten gekennzeichnet. In *Tabelle 4* sind die berechneten Steifigkeiten und die ermittelten Steifigkeiten zusammengestellt. In *Bild 13* sind die berechneten Tragfähigkeiten

den ermittelten Tragfähigkeiten gegenübergestellt, sowie in *Bild 14* die berechneten Steifigkeiten den ermittelten Steifigkeiten.

Durch die Versuche können die Ergebnisse der Vorversuche bestätigt werden. Die Tragfähigkeiten liegen über den mit den Mittelwerten vorhergesagten Werten. Damit kann die Bemessung von Wandtafeln nach den vorgestellten Bemessungsregeln erfolgen. In der Bemessung sollte ein duktileres Versagen angestrebt werden. Dieses kann durch dicke Platten und Verbindungsmittelversagen als maßgebendem Versagen erreicht werden.

9 Zusammenfassung

Für die Untersuchung der Einsatzmöglichkeiten von HFDP als aussteifende Beplankung von Holztafeln wurden unterschiedliche Typen von HFDP von verschiedenen Herstellern ausgewählt. Die tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften von HFDP wurden in Versuchen ermittelt. In Grundlagenversuchen wurden die Schubfestigkeiten und die Schubmoduln von HFDP ermittelt. In weiteren Versuchen wurde die Lochleibungsfestigkeit von Nägeln in HFDP ermittelt. Die Lochleibungsfestigkeit kann in Abhängigkeit von der charakteristischen Rohddichte und dem Durchmesser des Verbindungsmittels berechnet werden. Der Rückendurchziehewiderstand wurde für Bereitückenklammern in HFDP ermittelt und kann in Abhängigkeit von der charakteristischen Rohddichte und der Plattendicke abgeschätzt werden. Mit Hilfe erweiterter Gleichungen nach der Johansen-Theorie kann die Tragfähigkeits-erhöhung von Verbindungen unter Berücksichtigung der Konterlattung berechnet werden. In Zugscherversuchen wurden die Grundlagenversuche verifiziert und Verschiebungsmoduln für Holz-HFDP-Verbindungen bestimmt. Eine Abschätzung des Verschiebungsmoduls kann über die Rohdichten der verbundenen Baustoffe, den Durchmesser des Verbindungsmittels und die Plattendicke erfolgen. In abschließenden Wandscheibenversuchen wurde eine Übertragung der Einzelversuche auf Wandscheiben in Bauteilgröße bestätigt. Die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten von mit HFDP beplankten Wandscheiben stimmen mit den berechneten Werten überein. Somit kann die Tragfähigkeit von mit HFDP beplankten, aussteifenden Wandscheiben abgeschätzt werden. Durch den nun möglichen aussteifenden Einsatz können HFDP sowohl Aufgaben des Wärmeschutzes als auch der Aussteifung von Gebäuden übernehmen. Sie besitzen damit ein Alleinstellungsmerkmal gegenüber anderen aussteifenden Holzwerkstoffplatten und weiteren Dämmstoffen.

10 Literatur

- [1] DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregel für den Hochbau
- [2] Blaß, H. J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G.: Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08, Hrsg.: DGfH Innovations- und Service GmbH, München; 2004, Bruderverlag, ISBN 3-87104-152-1

		1 - 36 - 1	1 - 36 - 2	1 - 18	2 - 18	3 - 18
$l = a_r$	mm	630	630	630	630	630
t	mm	36	36	18	18	18
a_v	mm	100	100	100	100	100
k_{v1}	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
k_{v2}	-	0,50	0,33	0,33	0,33	0,33
F_{VM}	N	758	758	669	815	650
f_v	N/mm ²	0,71	0,71	0,70	1,08	0,62
$f_{v0, VM}$	N/mm	7,58	7,58	6,69	8,15	6,50
$f_{v0, fv}$	N/mm	12,8	8,43	4,16	6,42	3,68
$f_{v0, Beulen}$	N/mm	25,6	16,9	4,16	6,42	3,68
f_{v0}	N/mm	7,58	7,58	4,16	6,42	3,68
R_{v0}	kN	9,55	4,78	2,62	4,04	2,32
F_{max}	kN	10,9	5,14	4,34	5,42	3,68

Tabelle 2 Berechnung der Tragfähigkeit - 1

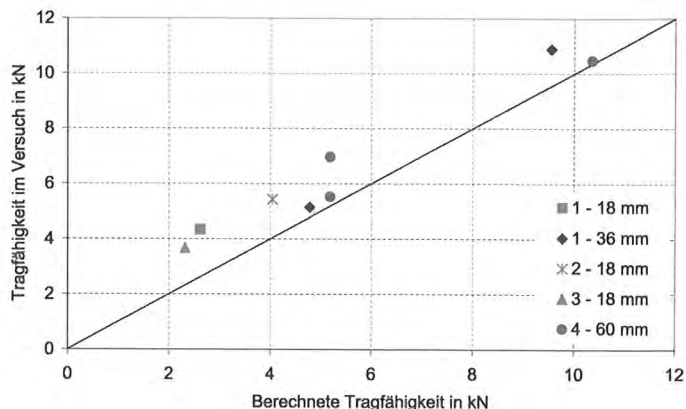


Bild 13 Berechnete Tragfähigkeit über Tragfähigkeit aus Versuch

		4 - 60 - 1	4 - 60 - 2	4 - 60 - 3
$l = a_r$	mm	630	630	630
t	mm	60	60	60
a_v	mm	100	100	100
d	mm	2	2	2
k_{v1}	-	1,0	1,0	1,0
k_{v2}	-	0,50	0,33	0,33
ρ_N	kg/m ³	250	250	250
f_h	N/mm ²	8,54	8,54	8,54
M_y	Nmm	1421	1421	1421
$R_{VM, Joh.}$	N	548	548	548
$R_{ax, 2}$	N	1245	1245	1245
R_{VM}	N	822	822	822
f_v	N/mm ²	0,70	0,70	0,70
$f_{v0, VM}$	N/mm	8,22	8,22	8,22
$f_{v0, fv}$	N/mm	21,0	13,9	13,9
$f_{v0, Beulen}$	N/mm	70,0	46,2	46,2
f_{v0}	N/mm	8,22	8,22	8,22
R_{v0}	kN	10,4	5,18	5,18
F_{max}	kN	10,5	5,53	6,96

Tabelle 3 Berechnung der Tragfähigkeit - 2

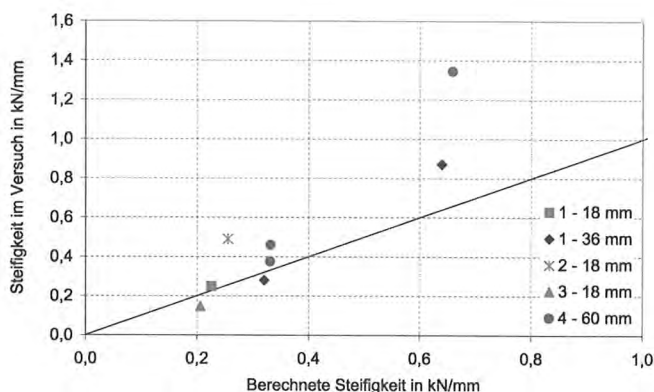


Bild 14 Berechnete Steifigkeit über Steifigkeit aus Versuch

		1 - 36 - 1	1 - 36 - 2	4 - 60 - 1	4 - 60 - 2	4 - 60 - 3	1 - 18	2 - 18	3 - 18
t	mm	36	36	60	60	60	18	18	18
h	mm	2390	2390	2590	2590	2590	2390	2390	2390
l	mm	630	630	630	630	630	630	630	630
a_v	mm	100	100	100	100	100	100	100	100
b'	mm	100	100	100	100	100	100	100	100
h'	mm	120	120	120	120	120	120	120	120
G	N/mm ²	172	172	300	300	300	199	304	178
K_s	N/mm	690	690	661	661	661	499	528	446
E	N/mm ²	12452	12747	14156	15440	16215	11521	10332	18458
$f_{c,90}$	N/mm ²	4	4	4	4	4	4	4	4
$k_{c,90}$	-	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
K_K	N/mm	453	453	407	407	407	328	347	293
K_E	N/mm	6399	6551	5738	6259	6573	5921	5310	9486
K_G	N/mm	1632	1632	4378	4378	4378	944	1442	845
K_V	N/mm	6504	6504	5538	5538	5538	6504	6504	6504
K	kN/mm	0,639	0,320	0,658	0,331	0,332	0,226	0,255	0,206
$K_{Versuch}$	kN/mm	0,871	0,280	1,345	0,375	0,460	0,249	0,490	0,146

Tabelle 4 Berechnung der Steifigkeit

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Trautz



Bauingenieur, Ingenieur für Tragwerksplanung
RWTH Aachen
Fakultät Architektur
Lehrstuhl Tragkonstruktionen
Schinkelstraße 1
52062 Aachen

- 1989 Diplom Bauingenieurwesen an der Universität Stuttgart
- 1989 Holzbauförderpreis der Bauingenieure
- 1985 – 1990 Wissenschaftliche Hilfskraft und wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau (Univ.-Prof. Dr. Drs E.h. J. Schlaich)
- 1990 – 1991 Acer Freeman Fox Ltd. GB-Guildford, Structures Department
- 1991 – 1993 Ove Arup & Partners/Arup GmbH London/Leipzig, Projektleiter
- 1993 – 1997 SFB 230, 'Natürliche Konstruktionen' am Institut für leichte Flächentragwerke (IL) und Institut für Baustatik, Universität Stuttgart
- 1998 Promotion bei Univ.-Prof. Dr.-Ing. E. Ramm (Hauptberichter) und Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Barthel (Mitberichter)
- 1997 – 2002 Projektleiter bei Bollinger + Grohmann, Frankfurt am Main
- Seit 2002 Eigenes Ingenieurbüro für Tragwerksplanung in Kelkheim/Taunus
- 2004 Ruf an die RWTH Aachen, Fakultät für Architektur, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, Nachfolge von Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Führer

Dipl.-Ing. Christoph Koj



Bauingenieur
RWTH Aachen
Fakultät Architektur
Lehrstuhl Tragkonstruktionen
Schinkelstraße 1
52062 Aachen

- 1996 – 2003 Studium Bauingenieurwesen, TU Berlin
- 2003 – 2007 Mitarbeit Dr. Zauft Ingenieurgesellschaft, Potsdam
- 2005 – 2008 Aufbaustudium Master of Construction and Real Estate Management, FHTW Berlin/Stadia Helsinki
- Seit 2007 wiss. Angestellter, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, RWTH Aachen

Mit Schrauben bewehrtes Holz

1 Einführung

Seit Jahrhunderten wurden Schrauben zuerst aus Eisen dann aus Stahl in der Schreinerei und im Holzbau verwendet. Zunächst handgeschmiedet, dann Ende des 19. Jahrhunderts. auch maschinell hergestellt, entschied die Beschaffenheit des Rohmaterials und die Fertigungstechnik über die Festigkeit und Dauerhaftigkeit von Holzschrauben. Die fortschreitende Entwicklung in der Materialtechnologie und der Produktionstechnik haben zu Schrauben geführt mit hohen garantierten Festigkeiten bezüglich Längsbelastbarkeit und Abscheren, mit großen Gewinde- und Baulängen, mit selbstschneidenden oder -bohrenden Gewinden, die nicht mehr nur als reine Befestigungs- oder Verbindungsmittel für Fügungsbauteile, sondern als eigenständige Fügungselemente oder als Verstärkungselemente verwendet werden können.

Die Motivation für den Einsatz von Schrauben, insbesondere Vollgewindeschrauben, als Verstärkungen von Holztragelementen ist bedingt durch die Anisotropie des Werkstoffes mit hoher Tragfähigkeit und Steifigkeit in Längsrichtung der Faser, aber vergleichsweise niedrigen Werten derselben Eigenschaften senkrecht zur Faser. Diese großen Unterschiede machen es gerade bei den klassischen mechanischen Verbindungsmitteln, wie Stabdübeln oder Dübeln besonderer Bauart oder solchen aus Hartholz, welche die Kräfte vorwiegend über Scherung und Lochleibung ins Holz übertragen, erst gar nicht möglich, die sehr hohen Festigkeiten in Faserlängsrichtung auszunutzen. Tatsächlich sind es häufig die Fügungspunkte, die bestimmend für die Abmessungen der Tragglieder einer Holzkonstruktion sind, weshalb Tragkonstruktionen aus Holz oft voluminöser im Vergleich zu Konstruktionen aus Metallen oder faserverstärkten Kunststoffen erscheinen. Dabei verfügt Holz als nachwachsender Rohstoff gegenüber solchen ‚künstlichen‘ Baumaterialien über den Vorteil der Nachhaltigkeit und eines relativ geringen Gewichts, insbesondere bezogen auf die sehr hohe Festigkeit in Faserlängsrichtung.

Aufbauend auf bereits etablierten konstruktiven Anwendungen von Schrauben zur Fügung oder Verstärkung und aufbauend auf Versuchs- und Forschungsergebnissen zum Trag- und Festigkeitsverhalten von Verbindungen mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der Universität Karlsruhe, sowie unter Rückgriff auf bereits etablierte Bemessungs- und Konstruktionsverfahren auf Basis der Fachwerkanalogie im Stahlbetonbau, entwickelten wir am Lehrstuhl für Tragkonstruktionen der RWTH Aachen den Gedanken, Tragelemente aus Brettschichtholz

mit Hilfe von Vollgewindeschrauben systematisch zu verstärken und typische Fügungsprobleme aus dem Holzbau ebenfalls mit Schrauben konstruktiv zu lösen und zu verbessern.

Innerhalb eines Start-Projektes wurden zwei Serien mit Bauteilversuchen zur Verstärkung von Balkenelementen auf Schub und Biegung durchgeführt und zwei Serien mit typischen Fügungsdetails aus dem Holzbau: Ein mit Schrauben verbundener, einseitiger, zugbelasteter Laschenstoß und eine mit Schrauben gefügte biegesteife Ecke, mit zwei Schraubenkonfigurationen jeweils für die Belastung durch ein negatives und ein positives Moment. Ein anschließendes Fortsetzungsprojekt diente der Verfeinerung der Vorgehensweise von Untersuchungsreihen und der weiteren Verstärkung von Tragelementen aus den Versuchsreihen des Start-Projektes. Sämtliche Holzproben wurden in der Holzwerkstatt der Fakultät für Architektur durch ausgebildete Zimmerleute vorbereitet; die Bauteilversuche wurden am ibac, dem Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, in Zusammenarbeit mit Prof. Dr.-Ing. Michael Raupach durchgeführt. Beide Projekte erfolgten in enger Kooperation mit ABC-Verbindungstechnik GmbH & Co KG / Ennepetal.

2 Statisch-konstruktive Vorüberlegungen zum Bewehren von Holzbauteilen mit Schrauben

Die Voraussetzungen für die Anwendung von Vollgewindeschrauben ähnlich einer Bewehrung ist das durchgehende Gewinde, das über die Schraubenlänge einen kontinuierlichen Verbund zwischen Holz und Metall herstellt und homogenisiertes Holz, also Brettschichtholz.

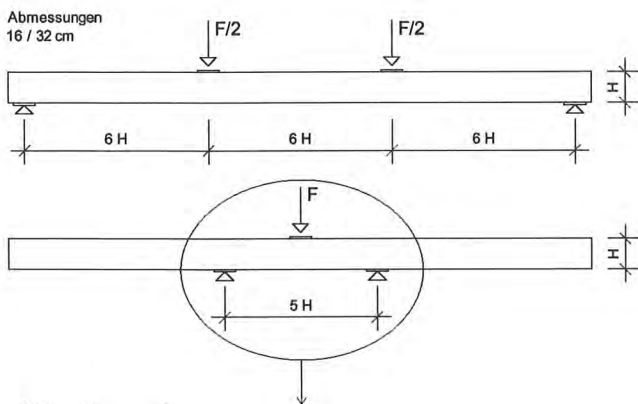
Eingebrachte Schrauben können grundsätzlich auf zwei Arten wirken: Als Verstärkung des Holzes, um die Beanspruchbarkeit zu erhöhen, oder als Versteifung des Holzes, um die Steifigkeit des Laminates örtlich zu verbessern. Beide Einsatzarten erfolgen vorzugsweise senkrecht zur Faserrichtung, wegen der deutlich geringeren Festigkeit und Steifigkeit in dieser Dimension.

Die nach den jeweiligen Zulassungen und Normen einzuhaltenen Schraubenabstände wurden nur in Teilen übernommen: Es wurden die normativ vorgegeben Rand- und Zwischenabstände an den Oberflächen der Holzbauteile, u.a. zu Kanten eingehalten. Die Abstände der Schrauben im Inneren der Bauteile sowie die vorgegebenen Abstände senkrecht zur Tragelementebene und damit senkrecht zur Wirkung der Hauptlängsspannungen wurden unterschritten. Zur Sicherung des Holzquerschnittes gegen dabei entstehende erhöhte Querkzug- oder Spaltzugspannungen dienten Querverschraubungen.

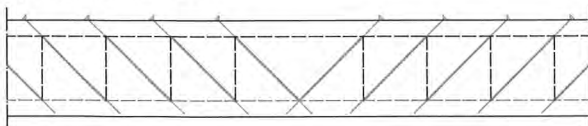
2.1 Fachwerkanalogie

Die Fachwerkanalogie ist ein Bemessungskonzept des Verbund- und Massivbaus. Emil Mörsch (1872-1950) wies mit dieser Methode 1902 die Funktionsweise der Bügelbewehrung eines Stahlbetonbalkens nach und entwickelte auf derselben Basis ein Verfahren zur Schub- und Biegebemessung. Die heute im Massivbau angewandte verallgemeinerte Stabwerk- und Fachwerkanalogie ist ein Bemessungsverfahren, bei dem die Lastabtragung in Scheiben, Platten oder Volumen oder allgemein im Kontinuum, durch geradlinige oder polygonale Lastpfade abstrahiert wird. Hierbei werden die Angriffspunkte der äußeren einwirkenden Kräfte und der Auflagerkräfte verbunden und durch Einbau weiterer Stäbe in eine fachwerkartige Gesamtkonfiguration mit dreieckigen Stabzügen überführt. Solche Fachwerke können einfach mit den bekannten Verfahren (z.B. Cremonaplan) berechnet werden.

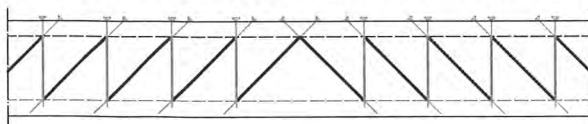
Versuchsaufbauten nach DIN EN 408



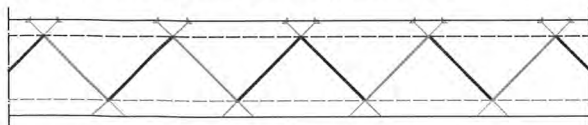
a) Zugdiagonalen



b) Zugvertikalen und Druckdiagonalen (Ständer-FW)



c) Zug- und Druckdiagonalen (Streben-FW)



d) Ergänzung von a) durch Druckdiagonalen (überschnittenes Streben-FW)

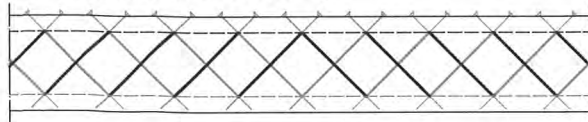


Bild 1 Versuchsaufbau nach DIN EN 408 sowie Stabwerkmodelle / Bewehrungskonfigurationen für schubversteifte BSH-Träger

Im Falle des Betons, dem nur Druckbeanspruchungen zugewiesen werden können, entsprechen die auf Zug belasteten Stäbe eines Fachwerkmodells der Bewehrung nach Lage und Größe des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts. Bei der Anwendung der Fachwerkanalogie im Holzbau sind es insbesondere die quer oder schräg zur Faser des Holzes verlaufenden Lastpfade eines Stabwerkes, die durch Zuordnung und Einbau von Schrauben als Bewehrung eine erhöhte Beanspruchbarkeit und erhöhte Steifigkeit auf Druck- oder auf Zugkräfte erhalten. Dabei müssen insbesondere Zugkräfte - ähnlich wie im Massivbau - durch Vorsehen von zusätzlichen Verankerungslängen indirekt in das laminiare Gefüge des Holzes und die imaginären Fachwerkknoten eingeleitet werden.

3 Versuche zur Verstärkung von Balken

3.1 Querkraftverstärkung

Der durch die Anisotropie bedingte, große Unterschied der Festigkeit des Holzes längs und quer zur Faser legt Versuche nahe, bei denen die geringe Steifigkeit quer zur Faser und die geringe Schubsteifigkeit durch Einbau von Schrauben erhöht wird. Hierzu wurden in Anlehnung an die Fachwerkanalogie je drei Trägerserien mit aus Schrauben gebildeten Fachwerken (Bild 1) im Start-Projekt und in verfeinerter Weise im Fortsetzungsprojekt getestet und der Schubmodul nach DIN EN 408 ermittelt. Im ersten Versuchsprojekt wurden die bewehrten Trägerserien mit einer Serie unbewehrter Träger verglichen. Beim Fortsetzungsprojekt wurden die Messungen jeweils an ein und demselben Balken ohne und mit eingeschraubten Ausfachungen durchgeführt. Dabei zeigte sich, daß nur die Träger mit kompletten, aus Schrauben gebildeten Fachwerken, bestehend aus Zug- und Druckstreben, eine nennenswerte Steigerung der Schubsteifigkeit erfuhren (Bild 2).

Im Start-Projekt wurden sämtliche Träger bis zum Bruch belastet. Während die unbewehrten Träger im Vierpunktbiegungsversuch unter weiträumiger Delamination zwischen versetzt liegenden Fehlstellen auf Biegezug versagten, trat der Bruch bei den mit einer Schraubenausfachung versehenen Brett-schicht-holzträgern praktisch ohne Delamination im Bereich maximaler statischer Beanspruchung durch Biegezug auf.

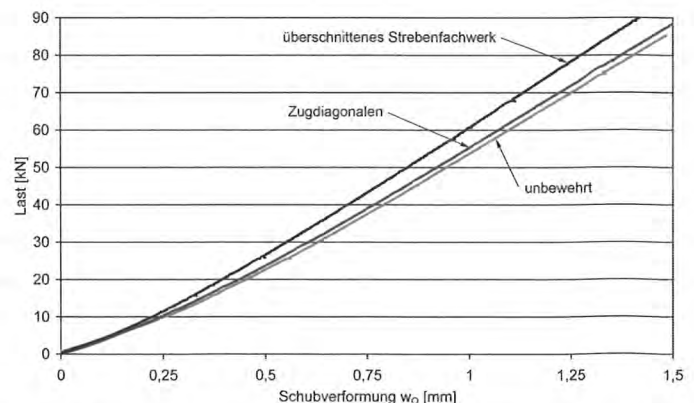


Bild 2 Schubversteifungseffekt an BSH-Trägern mit unterschiedlichen Bewehrungskonfigurationen (dargestellt: Probe 1 des Fortsetzungsprojekts)



Bild 3 BSH-Träger mit Stahllamelle (S 235) im Bruchzustand: Biegezugversagen des Holzes am Keilzinkenstoß; erkennbar ist die plastische Dehnung der Stahllamelle im Bereich der Lochschwächung und die Ausbildung der Anschlußschuhe für die Diagonalverschraubung

3.2 Biegezugverstärkung

Die nachträgliche Verstärkung von Holzbalken und Brettschichtholzträger durch Anbringen zusätzlicher ggf. höherfester Lamellen ist eine viel versprechende, praxisrelevante Anwendung. Hierzu wurden zwei Versuchsreihen mit an Brettschichtholzträger der Güte GL24c (BS 11C) angeschraubten Lamellen aus Stahl der Güte S 235 mit 6 mm Dicke und S 355 mit 8 mm Dicke untersucht. Die Lamellen waren mittels diagonalen Vollgewindeschrauben, die gleichzeitig eine Schubverstärkung bildeten, am Balken befestigt. Um auf Seiten der Metallverstärkung möglichst keinen Schlupf zu erzeugen, wurden gesondert angefertigte Anschlußschuhe für die Stahllamelle verwendet (Bild 3).

Die Versuchsträger wurden bis zum Bruch belastet. Vor dem Erreichen der Bruchlast konnte ein ‚Plastifizieren‘ der Holzdruckzone beobachtet werden, das sich durch Ausbildung von Druckfalten an der Trägeroberseite zeigte. Der Bruch erfolgte durch Biegezugversagen in der Zugzone des Holzquerschnitts bei gleichzeitigem Fließen der Stahllamelle im Bereich der Lochschwächungen.

Die Versuchsreihen ergaben eine Tragfähigkeitserhöhung des verstärkten Trägers gegenüber dem unverstärkten von 45 % bei der S235 Lamelle und von knapp 80 % bei der S355 Lamelle (Bild 4).

Im Bereich elastischer Dehnungen im Holzträger und der Stahllamelle wurde das Tragverhalten des Verbundquerschnitts mit dem Berechnungsverfahren nach DIN 1052, 8.6.2 für nachgiebig verbundene Querschnitte abgeschätzt. Der Verschiebungsmodul für unter 45° eingebrachte Vollgewindeschrauben ist in der Zulassung angegeben und mußte hier für die Verankerung der Stahllamellen entsprechend angepasst werden (Verankerung in Stahllasche unendlich steif). Bei Ansatz der mittleren Biegefestigkeiten der Träger des Start-Projekts ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuchen. Die hohen rechnerischen Verschiebungssteifigkeiten zwischen Holz- und

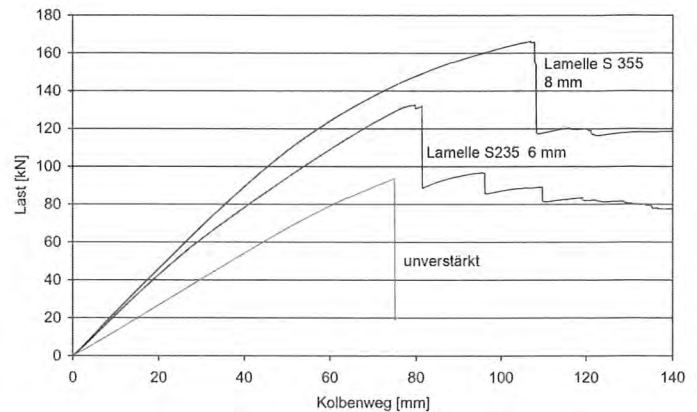


Bild 4 Last-Verformungs-Verhalten der mit Stahllamellen verstärktem Biegeträger im Vergleich zum unbewehrten Referenzträger

Stahlquerschnitt beim Einsatz geeigneter Schrauben, wurden auch im Versuch durch den großen Steifigkeitszuwachs des Verbundträgers gegenüber dem unverstärkten Querschnitt bestätigt.

4 Versuche an Fügungsdetails

Die Leistungsfähigkeit von Fügungen mit Vollgewindeschrauben konnte in Versuchen an zwei unterschiedlichen Verbindungsdetails gezeigt werden. Es wurden ein einseitiger und somit exzentrischer Zuglaschenstoß und biegesteife Rahmenecken mit positiver und negativer Momentenbelastung untersucht.

4.1 Exzentrischer Laschenstoß

Als Referenzfügung für den Laschenstoß wurde eine Stabdübelverbindung mit der nach gültigen Normen maximalen Stabdübelzahl (18 Stück Ø 12 mm) je Anschlußseite ausgeführt und bis zum Bruch belastet (siehe Bild 5). Bedingt durch die Exzentrizität des Anschlusses trat der Bruch bei zwei von drei Proben durch Biegezugversagen der seitlichen Lasche auf, bei der dritten Probe durch Schubversagen der Lasche. Die mittlere Bruchlast des Referenzstoßes betrug 139 kN.

Für die Fügung mit Vollgewindeschrauben wurde auf Basis eines Stabwerkmodells eine dem Kraftfluß im Stoß angepaßte Schraubenskonfiguration entwickelt. Dabei wurden je Anschlußseite sechs flach geneigte Schrauben mit 8 mm Durchmesser eingesetzt, die sich im Mittelteil der Lasche teilweise überschneiden, sowie je sechs rechtwinklig zur Holzfasern angeordnete Schrauben von 8 mm Durchmesser (Bild 5). Ergänzend wurden senkrecht zur Belastungsebene Vollgewindeschrauben als ‚Spaltzugbewehrung‘ angeordnet, um ein Aufreißen des Holzes zu verhindern.

Die Schraubverbindung versagte in allen Versuchen durch Bruch der Diagonalschrauben. Die mittlere Bruchlast lag mit 164 kN um 18 % höher als beim Stabdübelanschluß, bei einer etwa 25 % größeren Dehnsteifigkeit und geringerem Anfangsschlupf. Durch die Resttragfähigkeit der senkrechten Schrauben war bei zwei Probekörpern nach dem Bruch der Diagonalschrauben eine nochmalige Lastaufnahme von ungefähr 70 % der maximalen Last möglich (siehe Bild 6).

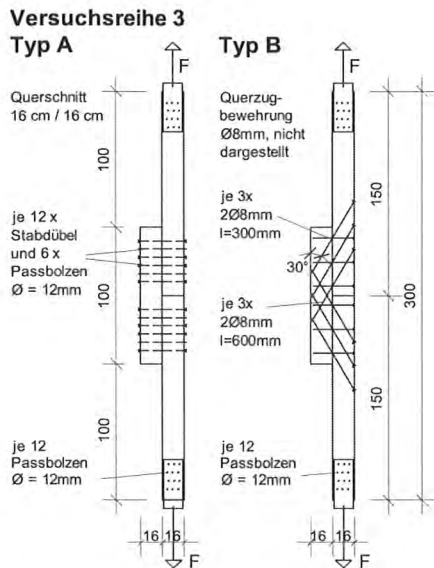


Bild 5 Geometrie und Fügung des einseitigen Laschenstoßes mit Stabdübeln und mit Vollgewindeschrauben

Die Schraubenstöße zeigten auch eine deutlich geringere Auslenkung der Laschen hin zur Wirkungslinie der angreifenden Lasten als die Stabdübelanschlüsse (Bild 7). Daran zeigt sich, dass durch eine geeignete Anordnung der Schrauben Lastpfade im Querschnitt vorgegeben werden können, die im untersuchten Anschluß eine Verringerung der Lastexzentrizität in der seitlichen Lasche ermöglichten und damit zur Erhöhung der Tragfähigkeit beitragen.

4.2 Biegesteife Rahmenecke

Rahmenkonstruktionen sind im Holzbau bisher nur mit Stabdübelverbindungen und in Leimbauweise als ebene Konstruktionen realisierbar.

In weiteren Versuchsreihen wurden daher ebene, mit Vollgewindeschrauben und Gewindestangen gefügte, biegesteife Eckverbindungen für positives und negatives Biegemoment untersucht. Der Stoß der L-förmigen Versuchskörper erfolgte stumpf mit einem Gehrungswinkel von 45°.

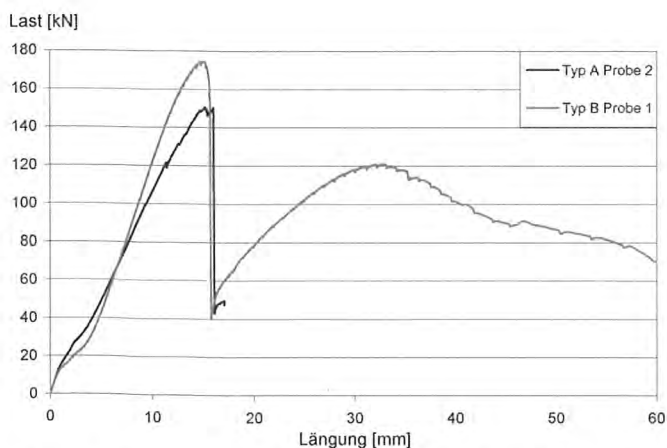


Bild 6 Last-Verformungs-Verhalten der Laschenstöße mit Stabdübel- und alternativem Schraubenanschluß an zwei typischen Proben (Typ A: Stabdübelanschluß, Typ B: Schraubverbindung)

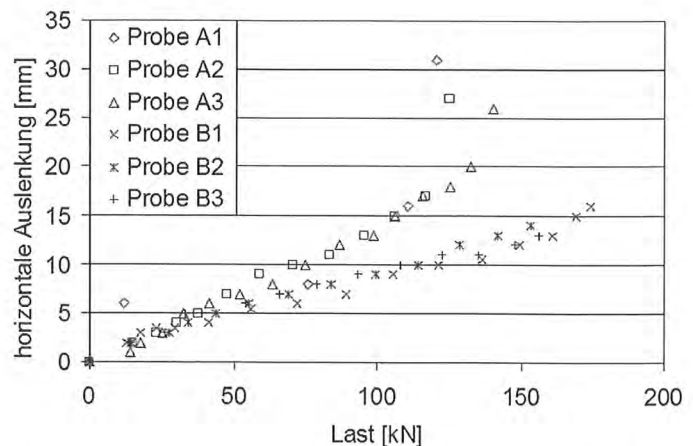


Bild 7 horizontale Auslenkung der Laschenstöße in Abhängigkeit von der einwirkenden Zugkraft (Typ A: Stabdübelanschluß, Typ B: Schraubverbindung)

Für die Anordnung und Dimensionierung der Schraubbewehrung wurden Stabwerkmodelle verwendet, die ganz ähnlich auch im Stahlbetonbau für biegesteife Ecken zugrunde gelegt werden (siehe Bild 8). Die Schrauben werden dabei als Verbindungsmittel zur Lastübertragung in der Fuge, als Verstärkungselemente zur Aufnahme von Quer- und Schrägzugspannungen im Holz, sowie zur Versteifung des Holzquerschnitts eingesetzt.

Für die Belastung mit einem negativen Biegemoment wurde eine Bewehrungsanordnung mit an der Außenecke liegenden, überkreuzten Schrauben mit 8 mm Durchmesser zur Zugkraftübertragung und an der Innenecke angeordneten Gewindestangen mit 16 mm Durchmesser zur Konzentration der Druckübertragung am Innenrand der Ecke gewählt.

Im Start-Projekt wurden vier Zugschrauben je Schenkel und eine Gewindestange eingesetzt (Bild 9), womit ein mittleres Biegemoment von etwa 46 kNm übertragen werden konnte. Das Versagen trat bei allen Probekörpern durch Zugbruch der außenliegenden Schrauben auf. Entsprechend gering war die Streuung der Bruchlasten. Im Fortsetzungsprojekt wurde die Schraubbewehrung durch Erhöhung der Anzahl von Zugschrauben und Gewindestangen verstärkt, sodaß eine Steigerung des Bruchmoments um knapp 50 % auf im Mittel 68 kNm erreicht wurde. Bei drei von vier Versuchen trat der Bruch durch Biegezugversagen des Holzes an Schwächungen im vertikalen Schenkel auf, wogegen nur bei einem Probekörper ein sukzessives Verbund- bzw. Zugversagen der Schrauben zum Bruch führte.

Für positive Biegemomente wurde im Start-Projekt eine der Konfiguration für negatives Moment entsprechende Schraubenanordnung gewählt, ergänzt um Schrauben zur Aufnahme von Querkzugkräften parallel zum Gehrungsschnitt (Bild 9). Das aufnehmbare Biegemoment blieb mit einem Mittelwert von 29 kNm hinter den Erwartungen zurück, da ein frühzeitiger Bruch der diagonalen Querkzugschrauben auftrat und in der Folge der Holzquerschnitt im Stoßbereich unter Bildung

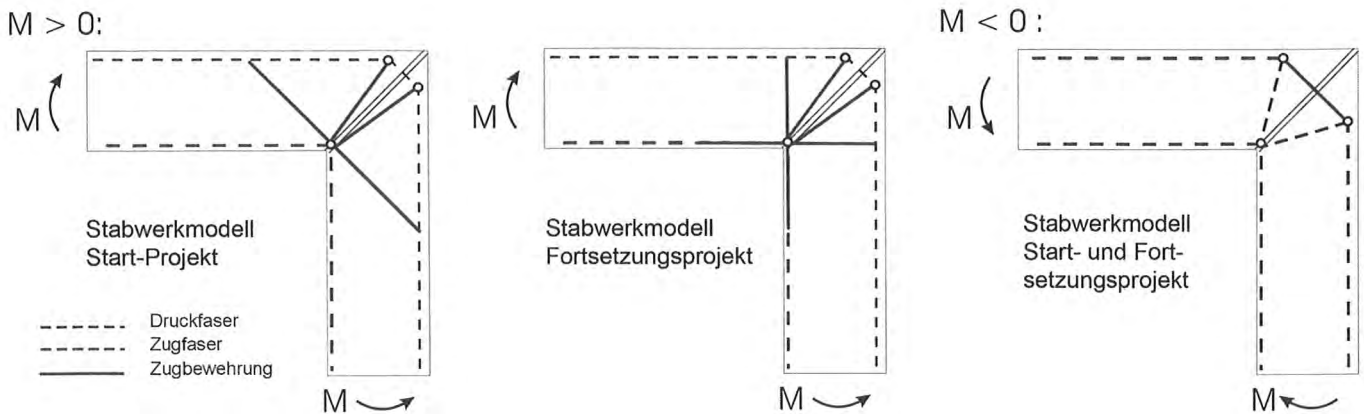


Bild 8 Einfache Stabwerkmodelle für biegesteife Ecken mit positiver und negativer Momentenbeanspruchung

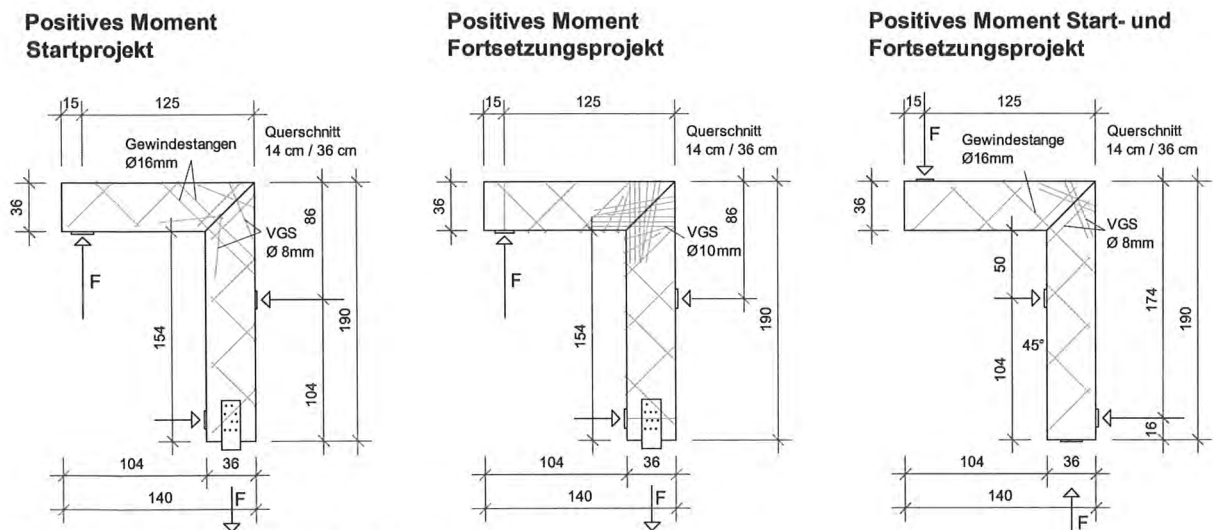


Bild 9 Bewehrungskonfiguration biegesteife Ecken

von Längsrissen auf Querzug und Schub versagte. Eine Verstärkung der Schraubbewehrung parallel zur Stoßfuge läßt hier eine deutliche Steigerung der aufnehmbaren Biegemomente erwarten.

Im Fortsetzungsprojekt wurde eine alternative, fächerartige Schraubenanordnung untersucht, die auf einem anderen Stabwerkmodell basiert und ohne die aufwändig vorzubohrenden Gewindestangen auskommt. Dabei werden die Zugkräfte aus Biegemoment an der Innenecke durch parallel zu den Schenkeln angeordnete Schrauben übertragen. Das aufnehmbare Biegemoment betrug bei dieser Konfiguration im Mittel 50 kNm, was eine Erhöhung gegenüber dem Start-Projekt um 70 % darstellt.

Die gewählte Anordnung der Schrauben parallel zur Holzfaserrichtung oder mit sehr flachen Einschraubwinkeln ist nach den aktuellen Regelungen in DIN 1052 und der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung noch nicht möglich, jedoch konnte in den Versuchen ein Aufspalten des Holzes in Faserrichtung durch Einbau von ‚Querzugbewehrung‘ verhindert werden.

Für die gewählten Querschnittsabmessungen zeigten sich die untersuchten Fügungen mit Vollgewindeschrauben deutlich leistungsfähiger als die vergleichbaren Berechnungsergebnisse für übliche Anschlüsse mit Stabdübeln oder Keilzinkenstoß (siehe Tabelle 1).

Verbindungstyp		M < 0		M > 0	
Keilzinkenstoß mit Zwischenstück	F_k [kN]	25,59	37,8%	5,12	8,2%
	$F_{k,0,05}$ [kN]	17,02	25,2%	17,02	27,1%
Dübelkranz 16 Stabdübel d 10 mm	F_k [kN]	17,02	25,2%	17,02	27,1%
	$F_{k,0,05}$ [kN]	59,04	87,3%	43,60	69,5%
Verbindung mit Vollgewindeschrauben	F_k [kN]	67,62	100,0%	62,71	100,0%
	$F_{k,0,05}$ [kN]	67,62	100,0%	62,71	100,0%

Tabelle 1 Vergleich der geschraubten biegesteifen Eckenverbindungen mit üblichen Fügungsarten (5%-Quantil der Bruchlasten bzw. rechnerische charakteristische Tragfähigkeit)

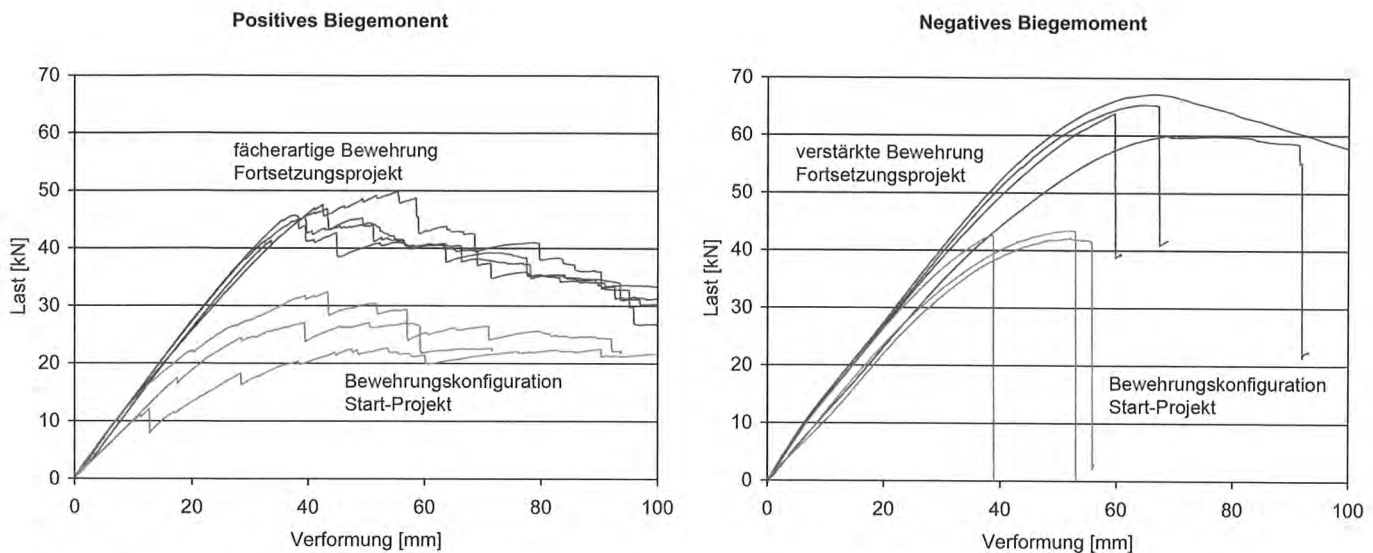


Bild 10 Last-Verformungs-Diagramme der biegesteifen Ecken

5 Zusammenfassung und Ausblick

Das systematische Einbringen von Vollgewindeschrauben als Bewehrung in Brettschichtholzbauteilen ist eine effiziente Methode, Bauteile aus Holz planmäßig oder nachträglich zu verstärken und statisch leistungsfähiger zu machen. Bauteilfügungen können mit Vollgewindeschrauben als Verbindungselementen und Bewehrungselementen äußerst leistungsfähig und dabei vergleichsweise einfach in der Ausführung konstruiert werden.

Mit fachwerkartig angeordneten Schraubenkonfigurationen in Brettschichtholzbalken lassen sich Querkraftverstärkungen, z.B. an den Lasteinleitungsstellen, und eine Schubversteifung von Trägern erzielen. Sie begünstigen das innere Kräftespiel im Träger dahingehend, daß der Einfluß von Fehlstellen im Holz wie Ästen oder Keilzinkungen auf das Trag- und Versagensverhalten vermindert wird. Sie unterstützen die statische Wirksamkeit von zusätzlich angebrachten Lamellen aus Stahl und erlauben in dieser Weise eine nachträgliche effiziente Biegemomentenverstärkung eines Balkens auf einfache Weise.

Nach dem Kraftfluß mit Fachwerkmodellen konzipierte Schraubenkonfigurationen zur Fügung von Brettschichtholzbauteilen, etwa einem Laschenstoß oder einer biegesteifen Ecke, zeichnen sich im Vergleich zu herkömmlichen Holzfügungen mit Stabdübeln und Dübeln besonderer

Bauart durch höhere Belastbarkeit, durch deutlich geringeren Schlupf bzw. bleibende Verformungen und durch zum Teil erheblich geringeren Material- und Herstellungsaufwand aus.

Die im Rahmen dieser beiden Versuchsprojekte untersuchten Tragelemente und Fügungsdetails bringen mit der Anwendung der Fachwerkanalogie eine neuartige, systematische und leistungsfähige Verstärkungs- und Fügungstechnik in den Holzbau. Die positiven Ergebnisse der durchgeführten Kurzzeitversuche müssen durch Langzeitversuche ergänzt werden, um die Einsatzmöglichkeiten der entwickelten Fügungsdetails und Trägerverstärkungen in der Praxis und deren Dauerhaftigkeit in unterschiedlichen Nutzungsklassen einschätzen zu können. Auch sind zur Wirksamkeit der gegen Querkzugversagen eingebrachten Schrauben eigene Untersuchungen vorzusehen.

Die Konstruktion der biegesteifen Ecken innerhalb dieser Versuchsreihen und die zugehörigen, sehr positiven Ergebnisse machen deutlich, daß die bereits eingeleitete, vertiefte Untersuchung von faserparallelen Verschraubungen und ihre Anwendung dem Holzbau eine breite Perspektive für neue Fügungs- und Verstärkungsmöglichkeiten eröffnen wird.

6 Literatur

- [1] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-519: Spax-Schrauben mit Vollgewinde als Holzverbindungsmittel
- [2] Bejtka, I.: Querzug- und Querdruckverstärkungen - Aktuelle Forschungsergebnisse; in: Tagungsband: Ingenieurholzbau - Karlsruher Tage, Karlsruhe, 2003
- [3] Bejtka, I.: Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben; Band 2 der Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau; Karlsruhe, 2005
- [4] Blaß, H. J.; Bejtka, I.: Verbindungen mit geneigt angeordneten Schrauben; in: Bauen mit Holz 105 (2003) H. 10 S. 28-36
- [5] Blaß, H. J.; Bejtka, I.: Selbstbohrende Holzschrauben und ihre Anwendungsmöglichkeiten; in: Holzbau Kalender 2004, Bruderverlag Karlsruhe (2004)
- [6] Blaß, H. J.; Bejtka, I., Uibel, T.: Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Schrauben mit Vollgewinde; Band 4 der Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau; Karlsruhe, 2006
- [7] Brüninghoff, H.: Ertüchtigung von BS-Holz-Tragwerken; in Tagungsband: Ingenieurholzbau - Karlsruher Tage, Karlsruhe, 2007
- [8] DIN EN 408: 2004-08; Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften
- [9] DIN 1052: 2004-08; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau
- [10] Heimeshoff, B.: Zur Berechnung von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen im Ingenieurholzbau, in: Holz als Roh- und Werkstoff 45 (1987), S. 237-241
- [11] Heller, H.: Unterspannte Holzbalkendecke (UHB-Decke); in: Bautechnik 83 (2006), Heft 5, S. 333-340
- [12] Mörsch, Emil: Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung, Stuttgart, 1906
- [13] Schatz, T.: Beitrag zur vereinfachten Biegebemessung von FVK-bewehrten Holzträgern, in: Bautechnik 81 (2004), Heft 3, Seite 153-162
- [14] Schmerbach, S.: Ein Berechnungsmodell für die Bemessung von nachveredelten Nadel- und Laubhölzern mit eingeklebter Biegezugbewehrung aus Spannstahl oder Kohlenstofffasern, in: Bauingenieur, Band 83, März 2008, S. 118-126
- [15] SPAX® Holzbaureport Nr. 3: Querdruckverstärkung bei einem Binderauflager; ABC Verbindungstechnik
- [16] SPAX® Holzbaureport Nr. 4: Ausklinkungsverstärkung bei einem Trägerauflager; ABC Verbindungstechnik
- [17] SPAX® Holzbaureport Nr. 5: Querzugverstärkung mittels SPAX®-Vollgewindeschrauben beim Anschluss von Haupt- und Nebenträgern mit Blechformteilen; ABC Verbindungstechnik
- [18] Trautz, M. et al.: Mit Schrauben bewehren - Selbstbohrende Vollgewindeschrauben als Verstärkung von Brettschichtholzträgern und zur Ausbildung von hochleistungsfähigen Verbindungen, Forschungsbericht 01/2007 des Lehrstuhls für Tragkonstruktionen der RWTH Aachen; Aachen, 2007
- [19] Trautz, M.; Koj, C.: Mit Schrauben Bewehren, in: Bautechnik 85 (2008), Heft 3, S. 190-196
- [20] Wayss & Freytag : 50 Jahre Beton- und Eisenbetonbau, Stuttgart, 1925

Dipl.-Ing. Burkhard Walter



B. Walter
Ingenieurgesellschaft mbH
Schurzelter Straße 27
52074 Aachen
Tel.: 0241-94 90 9-0
Fax: 0241-94 90 925
E-Mail: info@ing-walter.de

B. Walter
Ingenieurgesellschaft mbH
Ruhorter Straße 10
47198 Duisburg
Tel.: 02066-22 57 93
Fax: 02066-22 57 96
E-Mail: walter-du@t-online.de

- 1956 geboren in Duisburg
- 1975 – 1982 Studium Bauingenieurwesen an der TH Aachen konstruktiver Ingenieurbau
- ab 1984 eigenes Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
- 1996 staatlich anerkannter Sachverständiger für Schall- und Wärmeschutz
- 2003 - 2007 Lehrbeauftragter an der Universität Duisburg / Essen (Ingenieurholzbaukonstruktion / Tragwerke des Ingenieurholzbaus)
- seit 2004 öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Holzbau
- seit 2008 Mitglied im Normenausschuss Bauwesen (NABau)
Zahlreiche Veröffentlichungen und Vorträge im Holzbau

Bemessung von Holztragwerken

unter Erdbebenbelastung

1 Einleitung

Berichte über katastrophale Auswirkungen von Erdbeben bestimmen in regelmäßigen Abständen die Themen der Nachrichtensender. Auch in Deutschland gibt es erdbebengefährdete Gebiete. Da diese jedoch nicht an den Reibungslinien kontinentaler Schollen liegen, ist die Intensität und Häufigkeit der Beben relativ gering.

Schon 2006 ist das Thema Erdbeben und Holzbau bei den Karlsruher Ingenieur-Tagen durch einen Vortrag von Herrn Dipl.-Ing. Zeitter Thema gewesen. In seinem Beitrag sind grundlegende Entwicklungen der Erdbebenormung nachzulesen. Auch die Erdbebenzone nach der DIN 4149 und die geologische Untergrundkarte ist in seinem Beitrag dargestellt und müssen an dieser Stelle nicht wiederholt werden. Der Baustoff Holz kann bei entsprechender Planung, Konstruktion und Bemessung optimal in Erdbebengebieten und nicht nur in Schwachbebengebieten wie in Deutschland als tragender und aussteifender Baustoff eingesetzt werden.

2 Grundlagen

Um sicher zu sein, dass Gebäude einem Erdbeben standhalten und um den Schaden zu minimieren, müssen Gebäude erdbebensicher entworfen, berechnet und konstruiert werden. Dies regelt die DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“. Die Überarbeitung des EC 8 zu einem nationalen Anwendungsdokument findet z. Zt. statt, so dass in naher Zukunft nach diesem Anwendungsdokument gearbeitet werden kann. Die DIN 4149 ist in vielen Bereichen vergleichbar mit dem EC 8, so dass für den Praktiker keine generelle neue Einarbeitung in die Norm erfolgen muss.

Seit 2005 liegt die neue DIN 4149:2005 vor, die mittlerweile in allen Bundesländern ohne Übergangsregelung bauaufsichtlich eingeführt ist. Wegen des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes der neuen Normengeneration, welches auch in DIN 4149:2005 verankert ist, ist eine Kombination mit DIN 1052:1988 nicht zulässig, da diese nach dem Konzept der zulässigen Spannungen aufgebaut ist. DIN 1052:2004 ist neben dem Eurocode somit die für den Planer allein gültige Bemessungsgrundlage.

Aktuelle Erkenntnisse aus Forschung und Technik haben Eingang in die Norm gefunden. So hat die neue DIN 4149 einen Umfang von 84 Seiten mit vielen konstruktiven Regeln für die Ausführungen in den verschiedenen Materialien Beton, Stahl und Holz, wobei die Regelungen für den Holzbau den geringsten Umfang haben und lediglich 3 Seiten umfassen.

Mit DIN 4149:2005 wurden vier Erdbebenzonen (0 bis 3) eingeführt. Jeder Erdbebenzone wird als Einwirkungsparameter eine Bodenbeschleunigung a_g zugeordnet. Für die Zone 0 ist keine Bodenbeschleunigung angegeben, d. h. in dieser Zone ist zwar kein rechnerischer Nachweis erforderlich, jedoch müssen auch die Gebäude in dieser Zone konstruktiv erdbebengerecht ausgelegt werden.

Durch die Verschiebung und Verkantung der Erdplatten in großer Tiefe entstehen an der Oberfläche Bodenwellen in horizontaler und vertikaler Richtung, welche die Gebäude dynamisch zum Schwingen anregen. Von maßgeblicher Bedeutung für die Intensität dieser Wellen ist die Beschaffenheit des Untergrundes. Daher muss nach DIN 4149:2005 in Abhängigkeit der örtlich anstehenden Baugrundverhältnisse und des geologischen Untergrundes ein Untergrundparameter S ermittelt werden. Die Bemessungsbeschleunigung wird mit diesem Untergrundparameter multipliziert.

In Abhängigkeit von der Nutzung (z. B. Wohngebäude, Versammlungsstätte, Büro u. a.) wird ein Bedeutungsbeiwert γ_I zur Berücksichtigung der Schutzbedürftigkeit des Gebäudes festgelegt.

3 Erdbebengerechter Bauwerksentwurf

Der Entwurf hat einen wesentlichen Einfluss auf das Erdbebenverhalten von Bauwerken. Form und Abmessungen haben Einfluss auf die Erdbebenbeanspruchung. Die Wahl des Tragwerks bestimmt, in welcher Weise die Erdbebenlasten abgetragen werden. Aber auch durch die Wahl und Konstruktion der nicht tragenden Bauteile wird das Erdbebenverhalten des Bauwerks beeinflusst.

Erdbebensicheres Bauen ist eine Herausforderung für das gesamte Planungsteam. Nur wenn z. B. Ingenieur, Architekt und Bodengutachter von Anfang an zusammenarbeiten, kann das Gebäude erdbebengerecht entworfen und konstruiert werden. Ein ungünstiger Entwurf lässt sich oft nur durch eine teilweise aufwendige Berechnung und Tragwerksbemessung des Statikers ausgleichen und hat meist intensive, konstruktive

Bedeutungskategorie	Beispiel	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	landwirtschaftliche Bauten	0,8
II	Wohngebäude	1,0
III	Verwaltungsgebäude	1,2
IV	Krankenhäuser	1,4

Tabelle 1 Bedeutungskategorien nach DIN 4149 Tabelle 3

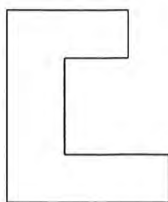
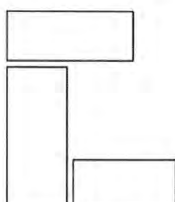
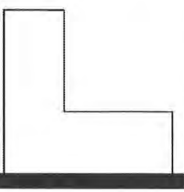
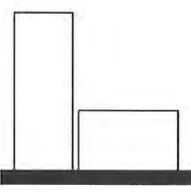
Ungünstig		günstig
	<p>Grundriss Einfach, gedungen und kompakt. Andernfalls Trennung durch Fugen oder Verstärkung durch zusätzliche Aussteifungselemente.</p>	
	<p>Aufriss Schlankheit und Massenkonzentrationen beachten! Unterschiedliche Höhen führen zu exzentrischen Belastungen</p>	

Tabelle 2 Günstige bzw. ungünstige Grund- und Aufrisse bei Erdbebeneinwirkung

Maßnahmen zur Folge, die letztendlich zu unnötigen Kosten führen. In *Tabelle 2* sind die wichtigsten Entwurfsgrundsätze zusammen gefasst. Diese werden in Kapitel 4.2 der DIN 4149 verbal formuliert.

Die Entwurfsanforderungen zielen in erster Linie darauf ab, ein möglichst regelmäßiges Bauwerk zu erhalten. Die Regelmäßigkeit des Bauwerks ist gegeben, wenn die Massen und Steifigkeiten sowohl im Grundriss als auch im Aufriss gleichmäßig verteilt sind und die Massen- und Steifigkeitsmittelpunkte annähernd übereinstimmen. Dadurch werden ungünstige Schwingungsformen wie z.B. Torsionsschwingungen minimiert.

4 Erdbebeneinwirkung

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt, wie bereits erwähnt, nach dem Teilsicherheitskonzept. Für die Ermittlung der Kombinationsregeln für den Lastfall Erdbeben gilt die DIN 1055-100. Hierbei werden für Einwirkungen aus Eigengewicht die 1-fachen Werte, und aus Verkehrslasten die ψ_2 -fachen Werte angesetzt. Die ψ_2 -Werte berücksichtigen die quasi-ständigen Lasten und können nach DIN 4149 für bestimmte Nutzlasten in Abhängigkeit von der Nutzung weiter mit einem Faktor φ abgemindert werden, d. h. $\psi_2^I = \varphi \cdot \psi_2$.

Nach DIN 1055-100 muss die Schneelast unter 1000 m üNN nicht angesetzt werden, jedoch schreiben die betroffenen Bundesländer in Ministerialblättern vor, die Schneelast anteilig mit 50 % ($\psi_2 = 0,5$) zu berücksichtigen. (Im nationalen Anwendungsdokument ist der Ansatz der Schneelast enthalten).

Die Einwirkung allgemein lautet:

$$E_d = E \left\{ \sum G_k \oplus 1,0 \cdot A_{Ed} \oplus \sum \psi_2 \cdot Q_k \oplus \psi_2 \cdot s_k \right\}$$

- mit: G_k : charakteristische Einwirkung aus Eigengewicht;
- A_{Ed} : charakteristische Erdbebeneinwirkung;
- Q_k : charakteristische Einwirkung aus veränderlicher Last

z.B.	Lage	φ
Nutzlasten Büro + Wohngebäude	oberstes Geschoss	1,0
Geschosse unabhängig	unterstes Geschoss	0,5

Tabelle 3 Reduzierung der Nutzlasten in Anlehnung an DIN 4149 Tabelle 6

Die Tragsicherheitsbedingung lautet $E_d \leq R_d$ mit $R_d = R_k / \gamma$ (hier: R_d = Widerstand auf der Bauteilseite)

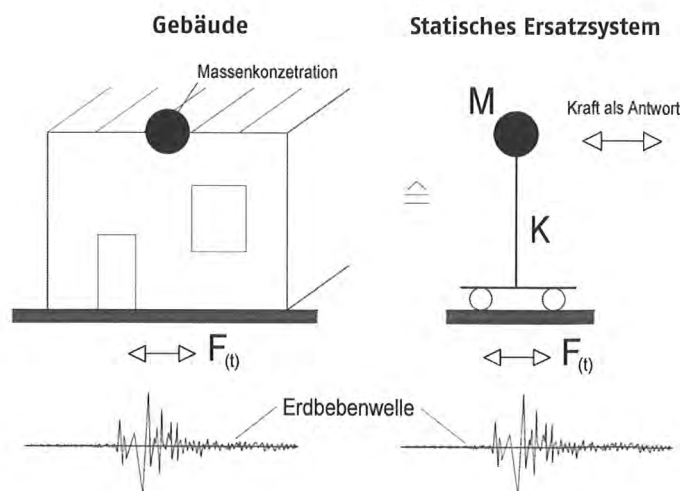
Gegebenfalls sind horizontale Einwirkungen aus Vertikallasten (Schrägstellung) entsprechend zu berücksichtigen.

5 Berechnung eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkung

Bei einem Erdbeben wird das Bauwerk durch Erschütterungen in Schwingung versetzt. Das Schwingungsverhalten ist abhängig von Masse, Steifigkeit und Dämpfung des Systems.

Aufgabe einer Erdbebeneinwirkung ist es zu ermitteln, wie ein Bauwerk auf ein Bemessungserdbeben reagiert.

Die aus der Erdbebeneinwirkung ermittelte Kraft ist einerseits abhängig von der **Eigenfrequenz** des Gebäudes, andererseits von der **Grundbeschleunigung** a_g und den **Untergrundverhältnissen**.



Eigenfrequenz f
 $M = E_d \times 9,81$ [t]
 E_d siehe Abschnitt 4

Bild 1 Systemdarstellung eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkung

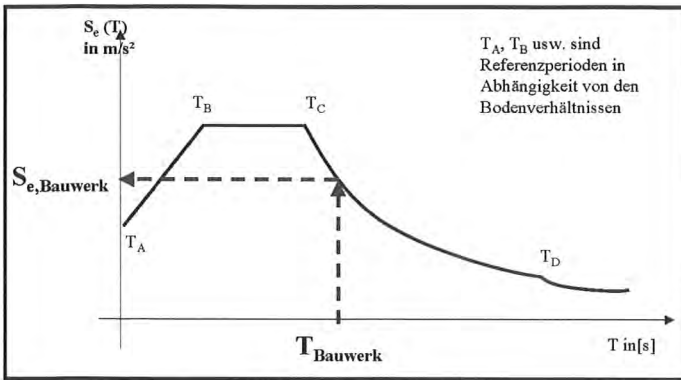


Bild 2 Prinzipdarstellung eines Antwortspektrums

Dieser Zusammenhang wird bei der Bemessung durch das sogenannte Antwortspektrum hergestellt. Das Antwortspektrum ist die Darstellung der maximalen Beschleunigungsantworten einer Vielzahl von Einmassenschwingern mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen, bezogen auf die jeweiligen Untergrundverhältnisse. (s. auch Zeitter Ingenieurholzbau 2006)

Der Bezug zum realen Bauwerk erfolgt über die jeweilige Schwingungsdauer. Hieraus kann die Bemessungsbeschleunigung berechnet bzw. abgelesen werden. Die Bemessungsbeschleunigung S_e wird aus dem Produkt der Grundbeschleunigung a_g , dem Bodenparameter S , dem Bedeutungsfaktor γ , einem Dämpfungs Korrekturbeiwert η und einem Verstärkungsbeiwert β_0 ermittelt.

Die aus der Bodenwelle resultierende Kraft auf das Bauwerk wird als „statische Erdbebenersatzkraft“ aus dem Produkt Masse mal Beschleunigung berechnet:

$$F_b = S_e(T) \cdot M \cdot \lambda \quad (\lambda=0,85 \text{ bei } \geq 3 \text{ Geschossen})$$

Voraussetzung für die Anwendung dieses vereinfachten Antwortspektrenverfahrens ist die Regelmäßigkeit des Tragwerks. Bei unregelmäßigen Systemen sind die q -Werte für die Duktilitätsklassen (s. Tabelle 5) um 20 % abzumindern.

Stark unregelmäßige Bauwerke sind z. B. nur mit einer räumlichen Berechnung unter Berücksichtigung der Modalanalyse zu erfassen. Bei der Berechnung nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren unter Ansatz mehrerer Schwingungsformen und modaler Massen sind die resultierenden Schnittkräfte im Allgemeinen etwas günstiger. Im Rahmen dieses Beitrages wird nur das „vereinfachte Antwortspektrenverfahren“ behandelt, bei dem nur die erste Eigenfrequenz berücksichtigt

wird. Die grundlegende Darstellung ist jedoch unabhängig von der Art der Berechnung.

6 Gebäude ohne rechnerischen Nachweis – DIN 4149 Tabelle 8

Unter der Voraussetzung, dass die Kriterien der Regelmäßigkeit und gewisse konstruktive Bedingungen eingehalten sind, ist ein rechnerischer Nachweis nach DIN 4149 nicht erforderlich, wenn zusätzlich die Bedingungen nach DIN 4149 Tabelle 8 eingehalten sind.

Eine weitere Möglichkeit nach DIN 4149, auf eine weitere Berechnung zu verzichten, ist der Nachweis, dass die Gesamterdbebenkraft für einen Verhaltensbeiwert $q = 1,0$ kleiner ist als die angreifende Windkraft.

In Bild 3 ist für ein typisches Holzhaus mit den Abmessungen 10 m x 12 m, sowie ein Haus mit einem länglichen Grundriss 6 m x 18 m jeweils die Wind- und die Erdbebenkraft aufgetragen. Es wurden zweigeschossige Gebäude untersucht, bei denen die Voraussetzungen nach DIN 4149 Tabelle 8 eingehalten sind. Die Windkraft wurde für die Windzone 2 mit einem Staudruck von $q = 0,65 \text{ kN/m}^2$ ermittelt. Für die Erdbebenlast wurden die ungünstigste Bodenkombination (C-R) sowie ein Bedeutungsbeiwert von $\gamma = 1,0$ angenommen.

Die Untersuchungen zeigen, dass speziell bei schmalen Gebäuden eine eklatante Sicherheitslücke entsteht. Das Verhältnis der Gesamterdbebenkraft zu der Windkraft kann bei ungünstigen Bodenverhältnissen (C-R) und einem Bedeutungsfaktor $\gamma = 1,0$ mehr als 4,1 betragen. In diesen Fällen ist unabhängig von der DIN 4149 Tabelle 8 immer ein Nachweis für das Bemessungserdbeben zu führen.

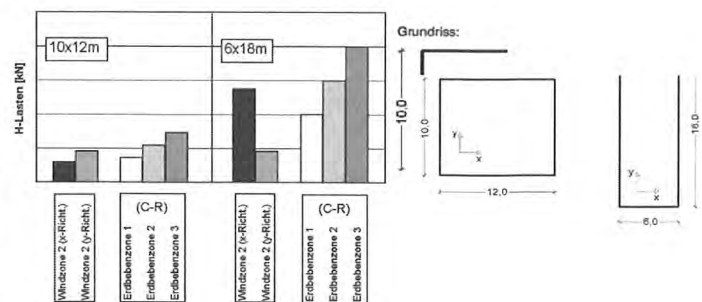


Bild 3 Vergleich der gesamten Windkraft mit der Gesamterdbebenkraft zweigeschossiger Holzhäuser

Tabelle 8 — Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis

Erdbebenzone	Bedeutungskategorie	Maximale Anzahl von Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I und II	3
3	I und II	2

Tabelle 4 Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis aus DIN 4149 Tabelle 8

7 Duktilitätsklassen

Das Ziel bei einer Erdbebenbemessung ist üblicherweise der Schutz von Menschenleben. Daher darf bei einem tatsächlich auftretenden Bemessungserdbeben davon ausgegangen werden, dass unter Umständen die Gebrauchstauglichkeit eines Gebäudes stark eingeschränkt wird. Diese Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit erfolgt bei Holzbauten in erster Linie durch die Verformung der stiftförmigen Verbindungsmittel aus Stahl. Durch plastische Verformung der Verbindungsmittel wird Energie abgebaut. Je mehr Energie abgebaut werden kann, desto kleiner sind die anzusetzenden seismischen Lasten, die aus einem Bemessungserdbeben resultieren. Es wird die Duktilität des Gesamtsystems betrachtet. Duktilität resultiert aus dem Verhältnis zwischen totaler plastischer und elastischer Verformung bei Fließbeginn.

In DIN 4149 sind Duktilitätsklassen eingeführt worden. Aus der Duktilitätsklasse kann ein sogenannter Verhaltensbeiwert q ermittelt werden, mit dem die berechnete Erdbebenkraft abgemindert wird ($F_b^* = F_b / q$).

Duktilität lässt sich vereinfacht verglichen mit der Knautschzone eines Autos. Die Gebrauchstauglichkeit eines Autos ist im Falle eines Unfalls unter Umständen stark eingeschränkt, jedoch sollten Fahrzeuginsassen den Unfall überleben.

Für den Holzbau werden in der DIN 4149 drei Duktilitätsklassen mit den entsprechenden Verhaltensbeiwerten eingeführt. Je mehr Energie infolge der Wahl eines Tragsystems dissipiert werden kann, desto höher ist die Duktilitätsklasse. Die Duktilitätsklasse 1 mit einem Verhaltensbeiwert von 1,5 darf bei Holzbauten immer angesetzt werden. Wegen der großen Anzahl von stiftförmigen Verbindungsmitteln dürfen die Holztafelwände in die Duktilitätsklasse 3 mit einem q -Wert von 4 eingestuft werden. Weitere Beispiele von Systemen in Abhängigkeit von den Duktilitätsklassen sind in *Tabelle 5* zusammengestellt. Diese angegebenen Verhaltensbeiwerte sind Maximalwerte.

Für Tragwerke mit unterschiedlicher Duktilität in beiden orthogonalen Hauptrichtungen müssen in beiden Richtungen unterschiedliche Verhaltensfaktoren angesetzt werden. In den Erdbebenzonen 2 und 3 dürfen die Duktilitätsklassen 2 und 3 nur unter bestimmten Bedingungen (siehe DIN 4149:2005-04, hier auch Abschn. 10.3) angesetzt werden.

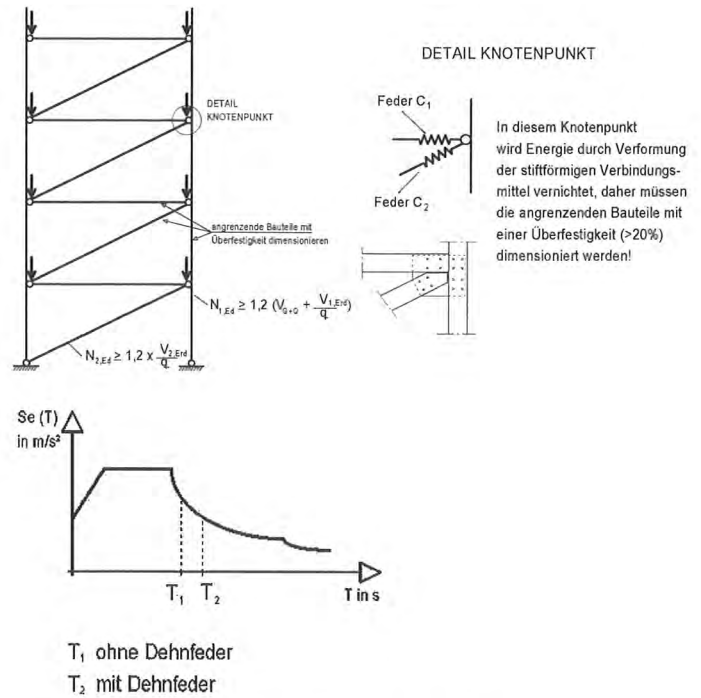


Bild 4 Beispiel einer mehrgeschossigen Aussichtsplattform

Bei der Konstruktion der Holzgebäude ist zwingend darauf zu achten, dass die Teile in einem Bauwerk, an denen planmäßig Energie vernichtet werden soll, auch entsprechend dissipativ ausgelegt werden müssen. Beispielsweise müssen bei Holztafelbauten die stiftförmigen Verbindungsmittel bei der Bemessung maßgebend sein und nicht z. B. das Schubversagen der Platte. Lediglich die stiftförmigen Verbindungsmittel weisen ein wesentlich dissipatives Verhalten auf. Am Beispiel einer mehrgeschossigen Aussichtsplattform soll das Prinzip dargestellt werden.

Die aussteifenden Diagonalen sowie die Riegel werden zug- und druckfest über eingeschlitzte Bleche mit seitlich eingeschlagenen Stabdübeln an die jeweiligen angrenzenden Bauteile angeschlossen. Die Energie kann wesentlich nur in diesem Anschlusspunkt über plastische Verformung der Verbindungsmittel dissipiert werden. Daher ist es zwingend erforderlich, dass die angrenzenden Bauteile, wie die Diagonale und die auf Knicken beanspruchte Holzstütze, mit einer gewissen „Überfestigkeit“ bemessen wird. Analog zum Stahlbau wird empfohlen diese Teile mit einer 20 %igen „Überfestigkeit“ für den Erdbebenlastfall zu bemessen. Die „Überfestigkeit“ der Holzstützen sollte größer gewählt

Duktilitätsklasse	Verhaltensbeiwert	Beispiel
1	$q = 1,5$	- Dreigelenkbogen, -rahmen - starr eingespannte Stützenfüße - eingeleimte Gewindestangen
2	$q = 2,5$	- elastisch eingespannte Stützenfüße - Zwei- und Dreigelenkrahmen mit elastischen Rahmenecken
3	$q = 4,0$	- Rahmen mit elastischen Anschlüssen zwischen allen Bauteilen - Skelettbauten mit mechanischen Verbindungsmitteln in den Knotenpunkten - Holztafeln, die ausschließlich mit mech. Verbindungsmitteln hergestellt sind

Tabelle 5 Duktilitätsklassen und dazugehörige Verhaltensbeiwerte in Abhängigkeit verschiedener statischer Systeme

werden als die der Anschlüsse, so dass ein Stabilitätsversagen der Stützen ausgeschlossen werden kann.

Bei der Berechnung der Schwingdauer dieses Systems macht es Sinn, die Federsteifigkeit durch die Verschieblichkeit der Verbindungsmittel im Anschlusspunkt mit anzusetzen. Durch Ansatz der Dehnfedern in den Anschlüssen verlängert sich die Schwingdauer des Gesamtsystems, mit der Folge, dass die anzusetzenden Bemessungsbeschleunigungen wesentlich kleiner sind.

Auch die Schwerlastdübel zur Verankerung von Zugkräften im Beton sollten mit einer „Überfestigkeit“ bemessen werden. Solange keine weiteren gesicherten Forschungsergebnisse vorliegen, wird dringend geraten, den Verhaltensbeiwert für die Anschlüsse nicht größer als 1,7 anzusetzen.

8 Ersatzbiegesteifigkeit – Berechnung der Schwingdauer

Die Bemessungsbeschleunigung $S_c(T)$ steht, wie oben bereits beschrieben, in direkter Abhängigkeit zur Schwingdauer T eines Systems. Weichere, länger schwingende Systeme „entziehen“ sich den Erdbebenkräften, die aus der längeren Schwingzeit berechnete Bemessungsbeschleunigung ist kleiner als bei einer kürzeren Schwingzeit (elastisches Antwortspektrum). Durch den relativ kleinen E-Modul der Hölzer und vor allem unter Ansatz sämtlicher Systemfedern, die das statische System beinhaltet, kann die Schwingdauer des für Erdbebenlasten zu berechnende System verlängert werden. Die Folge ist eine zum Teil deutlich reduzierte Bemessungsbeschleunigung $S_c(T)$, mit der die Gesamterdbebenkraft berechnet werden kann.

Die Schwingdauer ist der Reziprokwert der Eigenfrequenz. Die Eigenfrequenz wiederum ist eine Funktion unter anderem der Masse und der Systemsteifigkeit $E \cdot I$. Bei der Berechnung einer aussteifenden Holztafelwand ist die Systemsteifigkeit nicht ohne weiteres bekannt, da bei der Berechnung der Verformung mehrere Anteile berücksichtigt werden müssen. Die größten Anteile resultieren aus der Schubverformung der Holzwerkstoffplatten und aus der Verformung der stiftförmigen Verbindungsmittel. Weitere Verformungsanteile resultieren aus der Normalkraftverformung der Holzrippen, aus der elastischen Verformung des Zuganschlusses sowie aus der Eindrückung der Schwellen im Druckbereich.

Die Verformung u_{ges} einer Holztafelwand kann mathematisch mit dem Kraftgrößenverfahren unter Ansatz einer Einheitslast wie folgt berechnet werden.

$$u_{ges} = \sum \frac{S_{v,0} \cdot \overline{S_{v,0}}}{K_{ser,1}} + \frac{1,2 \cdot F_{v,d} \cdot b}{G \cdot t \cdot l} + \sum_i \int_l \frac{N_i \cdot \overline{N_i}}{E_i \cdot A_i} dx + \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b_{ri} \cdot b}{E_{90,mean} \cdot l} + \frac{F_{t,d} \cdot b}{\sum K_{ser,2} \cdot l}$$

Verbindungs-	Schubverformung	Normalkraft-	Eindrückung	Zuganschluss-
mittel		verformung Rippen	Druckbereich	verformung

- $S_{v,0} = S_{v,0} \cdot a_v$ Kraft je Verbindungsmittel
- $K_{ser,1}$ Verschiebungsmodul Verbindungsmittel (siehe DIN 1052:2004)
- $K_{ser,2}$ Verschiebungsmodul Zuganschluss
- b_{ri} Breite der Fußrippe
- b Höhe der Wandtafel
- l Länge der Wandtafel
- t Dicke der Beplankung
- N Normalkraft in Ständern
- $F_{t,d}$ Zugkraft im Anschluss

(weitere Formelzeichen siehe Verzeichnis am Ende des Beitrages)

Diese Verformung wird einem gedachten Kragträger aufgezwungen, um hieraus eine ideelle Biegesteifigkeit $(EI)^*$ zu ermitteln.

Mit dieser Ersatzbiegesteifigkeit $(EI)^*$ lässt sich die Eigenfrequenz und damit die Schwingdauer einer Holztafelwand annähernd bestimmen.

$$(EI)^* \cdot u_{ges} = \int M \cdot \overline{M} \cdot dx$$

$$\Leftrightarrow (EI)^* = \frac{b^3}{3 \cdot u_{ges}}$$

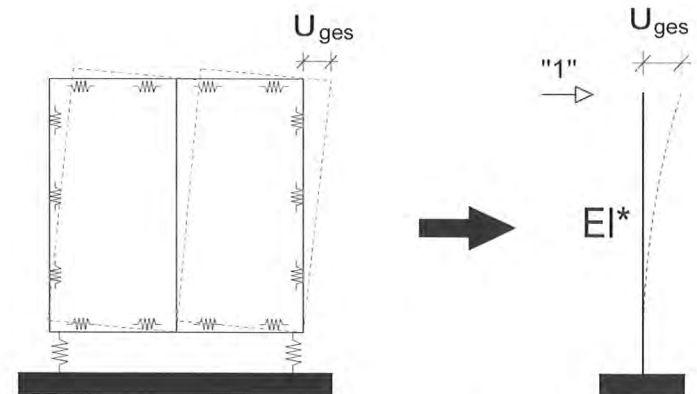


Bild 5 Verformung und Ersatzbiegesteifigkeit einer Holztafelwand

Zur Ermittlung der Ersatzbiegesteifigkeit eines Geschosses können aussteifende Wandtafeln zur Berechnung der Eigenfrequenzen wie in Bild 6 gekoppelt werden.

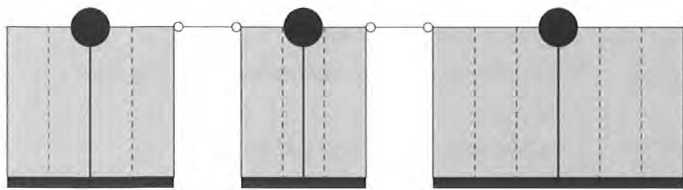


Bild 6 Kopplung mehrerer Wandtafeln

Vereinfacht kann das Gebäude durch Aufeinandersetzen der einzelnen Geschossersatzsteifigkeiten auch als Mehrmassenschwinger berechnet werden.

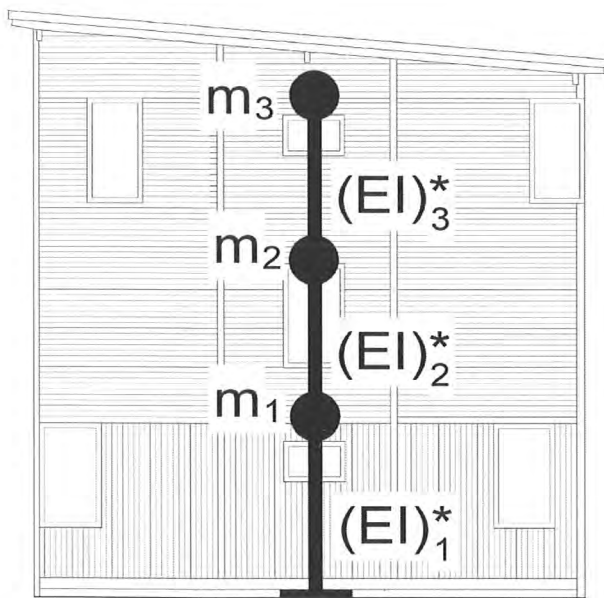


Bild 7 Darstellung eines 3-geschossigen Gebäudes als Dreimassenschwinger

Innerhalb der Geschosse entstehen weitere Verformungen durch die Verschieblichkeit der einzelnen Verbindungen der Wandscheiben untereinander und mit den Decken, die jedoch als auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt werden, bei der Konstruktion für die Weiterleitung der Horizontalkräfte aber selbstverständlich berücksichtigt werden müssen, siehe z. B. die Einleitung der Horizontalkräfte über Schubhölzer. Insbesondere ist bei der Konstruktion darauf zu achten, dass die Anschlüsse so konstruiert werden, dass die im Erdbebenfall auftretenden Wechsellasten sicher weitergeleitet werden können und vor allem die Funktion der dissipativen Teile sichergestellt ist.

9 Aufteilung der Horizontalkräfte

Vertikale Aufteilung

Nach Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b erfolgt die Aufteilung dieser Horizontalkraft auf die einzelnen Geschosse anteilig, entsprechend der Verformung der aussteifenden Tragglieder, bzw. vereinfacht linear über die Höhe.

Die anteiligen Kräfte F_i müssen sicher über die Deckenscheibe in die aussteifenden Wände eingeleitet werden. Im Holzhausbau muss

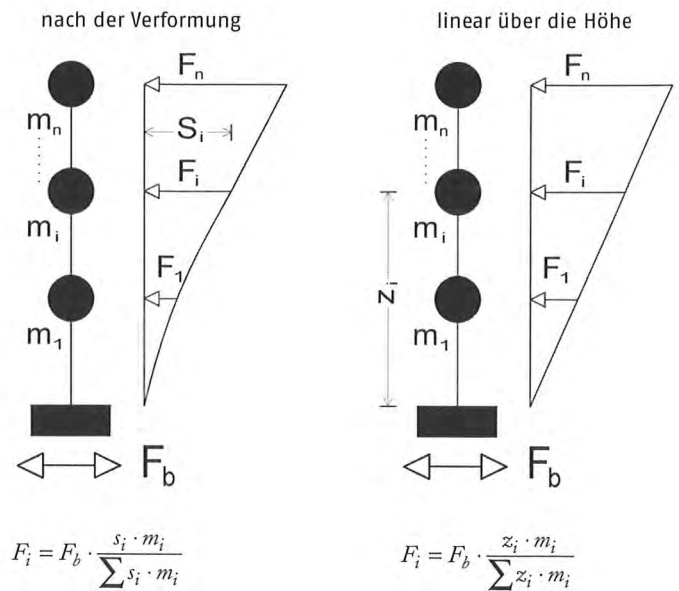


Bild 8 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Geschosse

u. a. sichergestellt werden, dass die konstruktiven Regeln für das Vorhandensein einer horizontal aussteifenden Deckenscheibe eingehalten sind. Mit Einführung der neuen DIN 1052:2004 ist in jedem Fall ein rechnerischer Nachweis der Deckentafeln erforderlich. Die zu führenden Nachweise für Dach-, Decken- und Wandscheiben basieren auf dem Schubfeldmodell. Das bedeutet, dass die Scheiben gewissen konstruktiven Randbedingungen unterliegen. Insbesondere bei Deckenscheiben ist ein umlaufender Zug- und Druckgurt (Randrippen oder Schubhölzer) erforderlich. Auch der Anschluss der Deckenscheibe an die aussteifenden Wandscheiben muss sorgfältig konstruiert und bemessen werden (siehe Bild 9). Wie beschrieben, müssen die aus dem Erdbebenlastfall resultierenden Wechsellasten sicher aufgenommen werden können. Es wird dringend empfohlen, die Weiterleitung der Horizontalkräfte aus der Deckenscheibe in die aussteifenden Holztafelwände mit einer mindestens 20 %igen Erhöhung aus den Erdbebenlasten anzuschließen, damit die Duktilität der Wandscheiben sichergestellt ist und es nicht zu einem Versagen der Konstruktion an nicht beabsichtigten und vor allem nicht dissipativen Stellen kommt.

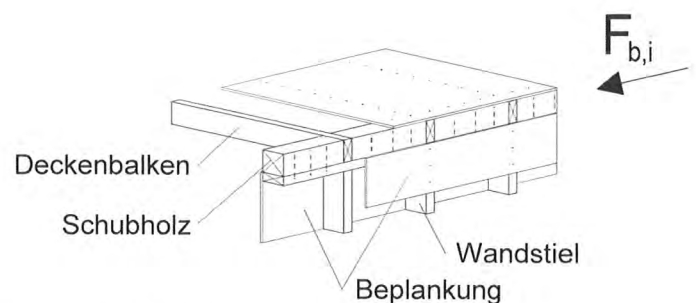
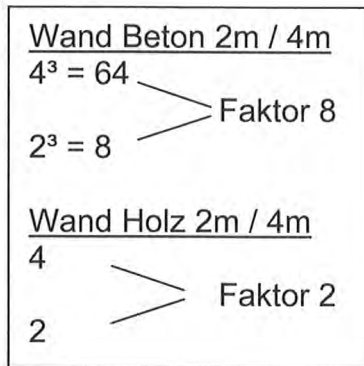


Bild 9 Einleitung der Horizontalkraft aus der Decke in eine Holztafelwand

Horizontale Aufteilung

Die Aufteilung der Horizontalkräfte auf die einzelnen, über stiftförmige angeschlossene Wandscheiben je Geschoss erfolgt im Holzbau im Gegensatz zum Massivbau nicht nach der Steifigkeit, sondern nach der Tragfähigkeit der einzelnen Wandtafeln.



Bei der Aufteilung nach der Steifigkeit geht die Länge mit der 3. Potenz in die Berechnung ein, bei der Aufteilung nach der Tragfähigkeit bei gleich aufgebauten Wandtafeln nur einfach. Dies bedeutet, dass bei der Aufteilung der Steifigkeit z. B. eine 4 m lange Wand die 8-fache Last zugeteilt bekommt wie eine 2 m lange Wand. Bei Aufteilung nach der Tragfähigkeit erhält die 4 m lange Wand nur 2-mal soviel Last wie die 2 m lange Wand. Dies bedeutet, dass die Aufteilung im Holzbau nach der Steifigkeit zu falschen Ergebnissen führt.

Die Berechnung der Tragfähigkeit einer Holztafel erfolgt in DIN 1052:2004 nach dem Schubfeldmodell. Der vorhandene Schubfluss resultiert aus dem Quotienten der angreifenden Horizontalkraft und der Länge der aussteifenden Wand ($s_{v,0,d} = F_{b,i} / l$). Die Tragfähigkeit einer aussteifenden Wandtafel ist abhängig vom aufnehmbaren Schubfluss. Der Nachweis der Tragfähigkeit ist erbracht, wenn der vorhandene Schubfluss kleiner ist als der aufnehmbare:

$$s_{v,0,d} / f_{v,0,d} \leq 1,0.$$

Der aufnehmbare Schubfluss wird gemäß DIN 1052:2004 aus dem kleinsten Wert der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel, der Schubtragfähigkeit der Holzwerkstoffplatte und des Schubbeulens der Beplankung ermittelt:

$$f_{v,0,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{v1} \cdot R_d / a_v \\ k_1 \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 / a_r \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Verbindungsmittel} \\ \text{Schub} \\ \text{Schubbeulen} \end{array}$$

(Formelzeichen siehe Verzeichnis am Ende des Beitrages)

Um die Dissipation und damit eine ausreichende Duktilität sicherzustellen, müssen bei dem Nachweis einer aussteifenden Holztafel immer die Verbindungsmittel maßgebend sein, weil nur über die plastische Verformung der Verbindungsmittel wesentliche Energie dissipiert werden kann. Das heißt, dass die Tragfähigkeit einer aussteifenden Wand nur

von der Tafellänge abhängig ist. Die Tragfähigkeit einer aussteifenden Wand wird demnach folgendermaßen ermittelt: $T_r = f_{v,0,d} \cdot l_{Wand}$.

Vergleich stiftförmige Verbindungsmittel und verschiedene aussteifende Holzwerkstoffplatten

Für die horizontale Aufteilung auf die Wandscheiben müssen bei unterschiedlicher Ausführung der Wände die Tragfähigkeiten im Vorfeld bekannt sein. Dies erfolgt entweder über eine Vorbemessung der einzelnen Wandscheiben oder über eine Abschätzung ihrer Tragfähigkeit.

Bild 10 zeigt die Tragfähigkeit R_d verschiedener Verbindungsmittel bei OSB- und Gipsfaserplatten bei Variation von Durchmesser und Plattendicken. Die Berechnung wurde mit dem genaueren Verfahren nach DIN 1052:2004 Anhang G.2 durchgeführt.

Der „Knick“ in den Kurven bei Nägeln lässt sich durch unterschiedliche Versagensmechanismen erklären. Bei Stiften mit größeren Durchmessern wird die Tragfähigkeit durch das Lochleibungsverhalten erhöht. Ist der Versagensmechanismus mit zwei Fließgelenken im Stift erreicht, so lässt sich durch weitere Erhöhung der Plattendicke die Tragfähigkeit nicht weiter steigern. Bei Klammern ist erkennbar, dass aufgrund des geringen Durchmessers schon bei kleinen Plattendicken dieser Versagensmechanismus eintritt.

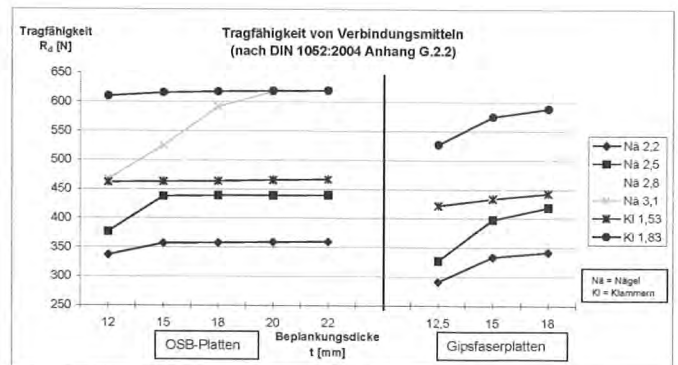


Bild 10 Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln bei OSB- und Gipsfaserplatten in Abhängigkeit vom Verbindungsmitteldurchmesser und von der Plattendicke

In Bild 11 werden verschiedene Beplankungsmaterialien bei gleicher Dicke ($t = 15 \text{ mm}$, $a_v = 100 \text{ mm}$) und gleichen Verbindungsmitteln (Nä 2,8 x 65) verglichen.

OSB-Platten besitzen die größte Tragfähigkeit. Die Tragfähigkeit von Spanplatten beträgt ca. 95 %, die von Gipsfaserplatten (Zulassung erforderlich) 90 % und die von Gipskartonplatten nur etwa 55 % der Tragfähigkeit der OSB-Platten.

Nach der DIN 4149 dürfen Platten aus Gipswerkstoffen in der Duktilitätsklasse 2 und 3 nur bis max. 10 % der Tragfähigkeit angesetzt werden. Zumindest die Versuche für Gipsfaserplatten in Hildesheim (Prof. Kessel) und in Darmstadt (Prof. Tichelmann) zeigen, dass sich mit Gipsfaserplatten gleichwertige Aussteifungsscheiben ergeben und auch für den Erdbebenlastfall eingesetzt werden können. In vielen Fällen können jedoch Gebäude, die durch Gipsfaserplatten aussteift

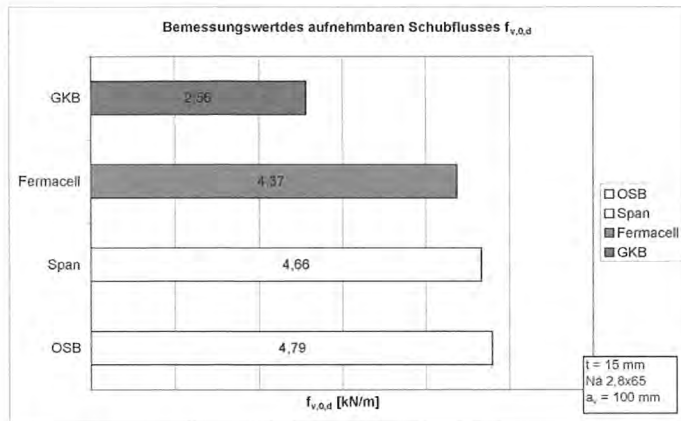


Bild 11 Vergleich des aufnehmbaren Schubflusses unterschiedlicher Plattenwerkstoffe bei gleicher Dicke und gleichen Verbindungsmitteln

sind, unter Ansatz der Duktilitätsklasse 1 und ggf. der Berechnung der Schwingdauer für den Erdbebenlastfall berechnet werden.

Beispiel: Aufteilung auf Wandscheiben

Neben der Aufteilung der Horizontalkraft auf die Wandscheiben ist bei der Erdbebenbemessung wegen der Ausmittigkeiten immer ein Moment anzusetzen. Die Ausmitte berechnet sich gemäß DIN 4149:2005 aus der tatsächlichen Ausmitte e_0 (Abstand Massenmittelpunkt M zum Schwerpunkt T der aussteifenden Wandscheiben) der zufälligen Exzentrizität e_1 sowie der zusätzlichen Ausmitte e_2 .

Mit Hilfe der folgenden Gleichungen können die Horizontalkraft und das durch exzentrischen Lastangriff entstehenden Moment auf alle, auch auf die quer zur Krafrichtung stehenden Wandscheiben verteilt werden. Dazu bedient man sich eines „ideellen polaren Trägheitsmomentes“, mit dem die unterschiedliche Tragfähigkeit der einzelnen Wände berücksichtigt wird.

Bei gleicher Ausführung aller Wandscheiben (gleiche Beplankung und Verbindungsmittel) ist die quantitative Aufteilung auf die Wandscheiben nur abhängig von der Länge der aussteifenden Wandscheiben.

In der oben angegebenen Formel kann dann vereinfachend die „Tragfähigkeit“ T_r durch die Länge ℓ ersetzt werden.

Gemäß DIN 4149:2005 gelten für die Holztafeln beim Ansatz der Duktilitätsklassen 2 und 3 besondere Regeln für die bauliche Durchbildung. Unter anderem werden Minstdicken für Plattenwerkstoffe festgelegt. Der Verbindungsmitteldurchmesser darf 3,1 mm nicht überschreiten. In den Erdbebenzonen 2 und 3 darf der Anteil der aussteifenden Wände aus Platten auf Gipsbasis maximal 10 % betragen. Andernfalls muss die Einstufung in die Duktilitätsklasse 1 erfolgen.

Am DIBt in Berlin ist derzeit die Erweiterung der bauaufsichtlichen Zulassung für Gipsfaserplatten in Bearbeitung, so dass eine Bemessung von Bauteilen in Duktilitätsklasse 2 und 3 möglich sein wird.

10 Hallentragwerke

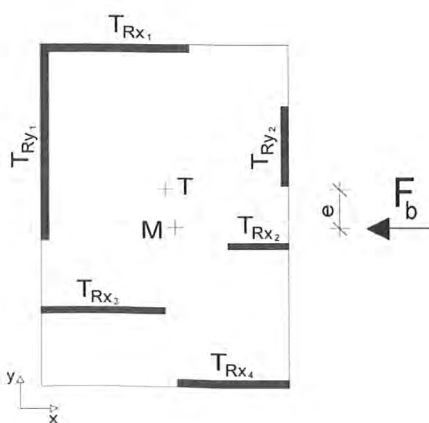
Neben dem Hausbau ist der Hallenbau für den Holzbau ein weiteres wichtiges Aufgabengebiet. Im Folgenden werden zwei statische Systeme, die im Hallenbau Verwendung finden, für ein Bemessungserdbeben untersucht. Die Ergebnisse aus der Erdbebenberechnung werden mit dem Lastfall Wind verglichen.

Die maximale Traufhöhe wird mit jeweils 5,50 m festgesetzt, der Binderabstand beträgt 5,00 m. Bei dem ersten untersuchten System erfolgt die Horizontalstabilisierung über eine eingespannte Stütze. Bei der eingespannten Stütze wird sowohl eine starre Einspannung als auch eine elastische Einspannung mit einer Drehfeder K_ϕ am unteren Fußpunkt betrachtet. Es wird ein leichtes und ein schweres Dach mit den Spannweiten 20 m, 30 m und 40 m untersucht. Der Einfluss nach Theorie II. Ordnung wird im Rahmen dieser Untersuchung nicht berücksichtigt.

Es werden drei verschiedene Lastannahmen überprüft (Tabelle 6):

Das Hallensystem wird für die Erdbebenbemessung als Einmassenschwinger, mit einer konzentrierten Masse am Kopfpunkt abgebildet.

Für die Berechnung der Eigenfrequenz ist die Gesamtsteifigkeit des aussteifenden Systems von Bedeutung. Durch Einschalten weiterer



T	Tragfähigkeitsmittelpunkt
M	Massenmittelpunkt
e	Ausmitte
Fb	Erdbebenersatzkraft
$T_{ri} = f_{v,0,d,i} \cdot l_i$	Tragfähigkeit

Exzentrizitätsmoment: $M_e = F_b \cdot e$

Ermittlung der anteiligen Kraft je aussteifende

Wand:

$$F_{xi} = F_{b,x} \cdot \frac{T_{rxi}}{\sum T_{rxi}} \pm \frac{M_e \cdot y_i \cdot T_{rxi}}{\sum T_{ryi} \cdot x_i^2 + \sum T_{rxi} \cdot y_i^2}$$

$$F_{yi} = F_{b,y} \cdot \frac{T_{ryi}}{\sum T_{ryi}} \pm \frac{M_e \cdot x_i \cdot T_{ryi}}{\sum T_{ryi} \cdot x_i^2 + \sum T_{rxi} \cdot y_i^2}$$

Bild 12 Grundriss aussteifender Wände

	Lastfall 1 (Windzone II)	Lastfall 2 (leichtes Dach)	Lastfall 3 (schweres Dach)
Eigengewicht	-	0,48 kN/m ²	3,00 kN/m ²
Schneezone 2 0,85 · 0,80 · 0,5 = 0,34 (ψ ₂ = 0,5)	-	0,34 kN/m ²	0,34 kN/m ²
Windlast	0,65 * (0,8+0,5) kN/m ² = 0,85 kN/m ²	-	-

Tabelle 6 Lastannahmen für Parameterstudie

Drehfedern wird das System weicher, d. h., die Gesamtsteifigkeit des Systems ermittelt sich aus der Summe der jeweiligen Reziprokwerte der Federn aus der Systemsteifigkeit und der Drehfedern an der Fußeinspannung.

Durch das Hintereinanderschalten dieser Federn vergrößert sich die Schwingdauer des Systems und die hieraus ermittelte Bemessungsbeschleunigung wird kleiner. Wegen der relativ großen Streubreite der Verschiebungsmoduln K_{ser} wird empfohlen, den Mittelwert K_{ser} bei der Berechnung der Drehfedern um ca. 30 % zu erhöhen, um auf der sicheren Seite liegende Werte für die Bemessungsbeschleunigung zu erhalten.

Eigenfrequenz:

$$f \approx \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{ges}}{M}}$$

Schwingdauer:

$$T = \frac{1}{f}$$

Steifigkeit bei elastischem Anschluss des Fußpunktes

$$\frac{1}{K_{ges}} = \frac{1}{K_{\phi}} + \rightarrow K_{ges} = \frac{1}{\frac{l^2}{K_{\phi}} + \frac{l^3}{3EI}}$$

$$K_{\phi} \text{ Drehfedersteifigkeit des Fußpunktanschlusses } K_{Stuetze} = \frac{l^3}{3EI}$$

Die Berechnungen für die Hallen wurden für die Bedeutungskategorie III (Versammlungsstätten) mit dem Bedeutungsbeiwert $\gamma_1 = 1,2$ geführt. Es wurde die Erdbebenzone 3 mit dem ungünstigsten Unter-

grundverhältnis C-R ($S = 1,50$) zugrunde gelegt. Als Vergleich werden Momente am Fußpunkt aus Erdbebeneratzkraft und Windbelastung gegenübergestellt. Die jeweiligen Verhaltensbeiwerte wurden berücksichtigt. Bei anderen Bedeutungsbeiwerten sowie günstigeren Untergrundparametern können die Momente aus der Erdbebenbemessung entsprechend linear abgemindert werden.

Wie erwartet, zeigen die Ergebnisse, dass mit zunehmender Spannweite die zu beschleunigende Masse und somit das Bemessungsmoment am Fußpunkt anwächst.

Bei starr eingespannten Stützen wird der Lastfall Erdbeben schon bei kleinen Stützweiten maßgebend. In diesem Falle ist es sinnvoll, mit weicheren Systemen zu operieren. Neben der längeren Schwingdauer und daraus resultierend einer kleineren Bemessungsbeschleunigung kann bei einer elastisch eingespannten Stütze eine höhere Duktilitätsklasse mit einem entsprechend höheren Verhaltensbeiwert q gewählt werden.

Die Untersuchung von Dreigelenkrahmen mit starrer oder gedübelter Rahmenecke ergab, dass der Lastfall Erdbeben für keine Erdbebenzone und keinen Lastfall maßgebend war. Bei schweren Dächern werden durch die Vertikalbelastung die Querschnitte größer. Dieses wirkt sich trotz bedeutend kleinerer Schwingdauer als bei den eingespannten Stützen für den Lastfall Erdbeben günstig aus.

11 Zusammenfassung/Fazit

In einigen Gebieten Deutschlands müssen Gebäude nach der DIN 4149 für ein Bemessungserdbeben berechnet und konstruiert werden. Im Holzbau erfolgt die Berechnung nach DIN 1052-2004, die ab Januar neben dem Eurocode 5 alleingültige Bemessungsnorm ist und mit der DIN 4149-2005 kompatibel ist. Holzbauten sind hervorragend geeignet, um Erdbebeneinwirkungen standzuhalten. Neben dem geringeren Gewicht der Holzbauten ist vor allem die Duktilität der Holzbaweise ein entscheidender Faktor, um die seismischen Beanspruchungen zu reduzieren. Weitere Reduzierungen der Bemessungserdbebenlasten sind u.a. durch genaue Berechnungen der Schwingzeiten möglich. Holzbauten können auch in Gebieten eingesetzt werden, in denen mit stärkeren Erdbeben zu rechnen ist. Für die deutsche Holzbaindustrie eröffnet sich dadurch eine große Chance, ihre Gebäude in Erdbebengebieten außerhalb Deutschlands anbieten zu können.

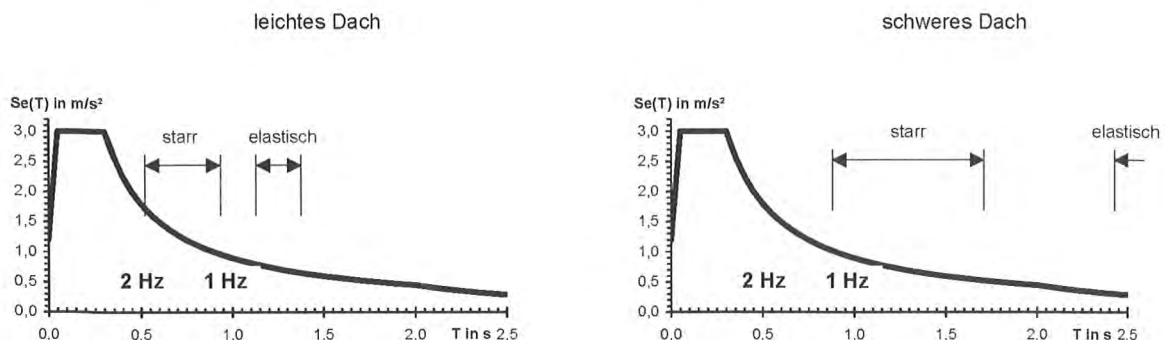


Bild 14 Schwingdauer der untersuchten Hallen bezogen auf das Antwortspektrum

Stützeinspannung	Spannweite	Lastfall 1 (Wind)	Lastfall 2 (leichtes Dach)	Lastfall 3 (schweres Dach)
 Verhaltensbeiwert $q = 1,5$	20 m	96,0 kNm	41,28 kNm	81,80 kNm
	30 m	96,0 kNm	83,60 kNm	165,1 kNm
	40 m	96,0 kNm	140,6 kNm	273,8 kNm
 Verhaltensbeiwert $q = 2,5$	20 m	96,0 kNm	16,35 kNm	27,80 kNm
	30 m	96,0 kNm	25,80 kNm	41,30 kNm
	40 m	96,0 kNm	32,44 kNm	54,76 kNm

Tabelle 6 Zusammenstellung der Ergebnisse

Abkürzungen und Indizes

A	Fläche		
A_{ED}	Einwirkung aus Erdbeben		
a_v	Verbindungsmittelabstand parallel zum Plattenrand		
E	E-Modul		T_r Tragfähigkeit
I	Flächenträgheitsmoment		R_d Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels [kN]
F_b	Gesamterdbebenkraft [kN]		$S_{v,o}$ Kraft je Verbindungsmittel bei Holztafeln
$F_{v,d}$	horizontal in Tafelebene wirkende Bemessungskraft am Wandtafelkopf		$S_e(T)$ Bemessungsbeschleunigung
Q_k	charakteristische, veränderliche Einwirkung		$S_d(T)$ Bemessungsspektrum
G_k	charakteristische ständige Einwirkungen		S_k Veränderliche Einwirkung Schnee
K_{ser}	Verschiebungsmodul bei stiftförmigen Verbindungsmitteln		
k_{v1}	Beiwert bei Holztafeln		
k_{v2}	Beiwert bei Holztafeln		
M	Masse [to]		

Literatur

- [1] DIN 4149:2005-04: Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin 2005.
- [2] DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, August 2004, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin 2004.
- [3] DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin 2001.
- [4] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Aufl., Birkhäuser Verlag, Basel 2002.
- [5] Butenweg, C: Nachweiskonzept von Bauwerken nach DIN 4149, in: Tagungsband der DGE/Uni Köln/DIN-Gemeinschaftstagung: Erdbebensicheres Bauen – Hilfestellung für die Anwendung der neuen DIN 4149, Beuth Verlag, Berlin 2006.
- [6] Blaf, H. J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G.: Erläuterungen zu DIN 1052:2004, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, 2. Auflage, DGfH Innovations- und Service GmbH und Bruderverlag, 2005.
- [7] Bonanni, M., Sippel, Th.; Rieder, A.: Formschluss hält Erdbebenstand – Anforderungen seismischer Belastungen an Dübel, Fischer Connect it – Ausgabe 7–2006.
- [8] Fördergesellschaft Holzbau u. Ausbau mbH, Praxishandbuch Holzbau, Beuth Verlag, Berlin, 2005
- [9] Keintzel, E.: Über den Weg zur neuen deutschen Erdbebenorm DIN 4149:2005-04, in Bautechnik, 82(2005), H. 8.
- [10] Meskouris, K.; Hinzen, K.: Bauwerke und Erdbeben, Grundlagen – Anwendung – Beispiele, 1. Auflage, Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden 2003.
- [11] Müller, F. P., Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 1984.
- [12] Tavoussi, K., Winter, W.: Entwicklung von rahmenartigen, mehrgeschossigen Holzbauten unter besonderer Berücksichtigung der Erdbebeanspruchung, in: Bauingenieur, 80 (2005), H. 10.
- [13] Zeitter, H: Erdbebenbemessung im Holzbau nach DIN 4149:2005, in Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage 2006, Bruderverlag Universität Karlsruhe, Karlsruhe 2006.
- [14] Lederer, St.: Master Thesis - Holzbauten in deutschen Erdbebengebieten - Vergleichende Untersuchung zur neuen DIN 4149.
- [15] Wiesenkämper, T.: Entwicklung eines Programms zur Bemessung von Holztafeln, Diplomarbeit Universität Duisburg-Essen 2006.
- [16] Z-9.1-434, Fermacell Gipsfaser-Platten, Xella Trockenbau-Systeme GmbH

Autor dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Burkhard Walter, ö.b.u.v.S. für Holzbau,
Geschäftsführer

Dipl.-Ing. Boromir Radovic – Akademischer Direktor i.R.

Bahnhofstraße 27
75438 Knittlingen



- 1957 – 1962 Studium der Holzwissenschaft an der Universität Belgrad
- 1966 – 1980 Wissenschaftlicher Mitarbeiter in der Abteilung Holz der MPA Stuttgart, Otto-Graf-Institut
- 1980 – 2007 Leiter der Abteilung Holz der MPA Stuttgart, Otto-Graf-Institut

Mitglied in zahlreichen Normenausschüssen und anderen Gremien
Zahlreiche Gutachten
Zahlreiche Veröffentlichungen

Holzschutz

Aktueller Stand der Wissenschaft und Technik

1. Allgemeines

Wie alle Naturprodukte unterliegt auch das Holz den Gesetzen des Stoffkreislaufes der Natur. Innerhalb dieses Kreislaufes sind bestimmte Organismen, vor allem Pilze und Insekten, bemüht, das Holz in seine Ausgangsprodukte zurück zu verwandeln. Diese Verwandlung kann jedoch nur unter bestimmten Bedingungen stattfinden.

Die Aufgabe des Holzschutzes ist, das Zustandekommen solcher Bedingungen zu verhindern. Die hierfür erforderlichen Maßnahmen sind in Deutschland in der DIN 68800 festgeschrieben. Zurzeit wird eine neue DIN 68800 erarbeitet. Die Neubearbeitung war aus folgenden Gründen erforderlich:

- die bisherigen fünf Teile der Norm, die sich in einem Alter zwischen 11 Jahren (Teil 2) und 33 Jahren (Teil 1) befinden, sollten auf die heutigen Vorstellungen zum Schutz des Holzes aufeinander abgestimmt werden,
- die EN-Normen im Bereich des chemischen Holzschutzes mussten berücksichtigt werden,
- eine klare Darstellung des in den EN-Normen fehlenden baulichen Holzschutzes war erforderlich,
- die neueste Forschungsergebnisse und Praxiserfahrungen auf dem Gebiet des Holzschutzes sollten berücksichtigt werden.

Nach dem Konzept der neuen Norm werden im Teil 1 alle grundlegende Aussagen zum Schutz des Holzes aufgeführt, so dass dieser Teil eine zentrale Funktion ausüben wird. In den anderen Teilen werden detaillierte Regelungen zur Durchführung von Maßnahmen enthalten sein:

Teil 2, vorbeugende bauliche Maßnahmen

Teil 3, vorbeugende chemische Maßnahmen

Teil 4, Bekämpfungsmaßnahmen

Einen Teil 5, Schutz von Holzwerkstoffen, wie dies bis jetzt der Fall war, wird es nicht mehr geben. Schutz von Holzwerkstoffen wird in den Teilen 1 bis 3 geregelt.

Im neuen Teil 1 ist eindeutig darauf hingewiesen, dass bauliche Maßnahmen im Vordergrund stehen müssen. Nur wenn bauliche Maßnahmen und/oder die natürliche Dauerhaftigkeit der für den Verwendungszweck vorgesehenen Holzart nicht ausreichend sind, sind Schutzmaßnahmen mit Holzschutzmitteln erforderlich.

Die vorbeugenden baulichen Maßnahmen werden den Schwerpunkt dieses Vortrages bilden.

2. Vorbeugende bauliche Maßnahmen

Vorbeugende bauliche Maßnahmen sind alle planerischen, konstruktiven, bauphysikalischen und organisatorischen Maßnahmen, die eine Wertminderung oder Zerstörung von Holz und Holzwerkstoffen durch Holz zerstörende Organismen während der Gebrauchsdauer verhindern oder einschränken.

Sie sollen darüber hinaus Schäden an Konstruktionen durch übermäßiges Quellen und Schwinden des Holzes und der Holzwerkstoffe vermeiden.

Es wird unterschieden zwischen

- grundsätzlichen baulichen Maßnahmen, die stets zu beachten sind, also auch im Falle der Verwendung eines Holzschutzmittels und
- besonderen baulichen Maßnahmen, die alleine für sich, also ohne Verwendung von Holzschutzmitteln, einen ausreichenden Schutz des Holzes gewährleisten. Diese erlauben die Einstufung der Holzkonstruktion in die Gebrauchsklasse GK0.

Eine der grundsätzlichen baulichen Maßnahmen ist z.B. dass die Niederschläge von Holz entweder ferngehalten oder schnell abgeleitet werden müssen.

Bei den besonderen baulichen Maßnahmen sind über die grundsätzlichen baulichen Maßnahmen hinaus weitere Maßnahmen zu beachten, die nachgewiesen werden müssen. So muss z.B. bei den im Außenbereich befindlichen Teilen einer Holzkonstruktion ein ausreichender Dachüberstand nachgewiesen werden, wenn auch diese Teile in die Gebrauchsklasse GK0 eingestuft werden sollen. Ein ausreichender Dachüberstand ist z.B. gegeben, wenn zwischen Unterkante Dach und Unterkante Holz ein Winkel von mindestens 60° bezogen auf die Horizontale vorhanden ist.

Hinsichtlich der Schadorganismen wird unterschieden zwischen

- Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden durch Holz zerstörende Pilze und
- Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden durch Holz zerstörende Insekten.

2.1 Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden durch Holz zerstörende Pilze

Im Rahmen dieser Maßnahmen ist dafür zu sorgen, dass eine unzuträgliche Erhöhung der Holzfeuchte, als Voraussetzung für einen Pilzbefall, vermieden wird. Dies bedeutet, dass die Holzfeuchte nicht längere Zeit über den Fasersättigungsbereich, d.h. oberhalb von rd. 30 %

liegen darf, da sich die Holz zerstörende Pilze erst beim Vorhandensein von freiem Wasser in den Zellhohlräumen entwickeln können.

Feuchtezustand der Zellwände und Zellhohlräume

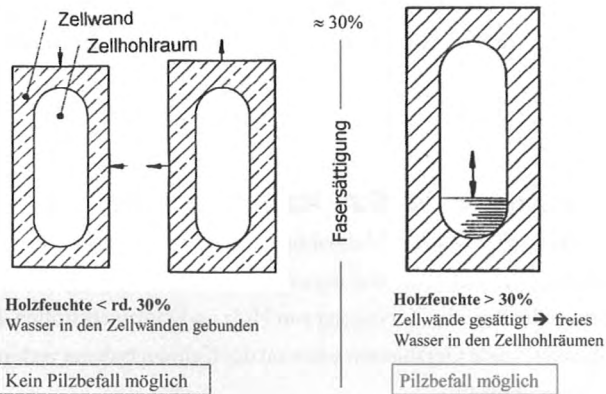


Bild 1

Bei den diesbezüglichen Maßnahmen wird unterschieden zwischen:

- Feuchteschutz während Transport, Lagerung und Montage
- Wetterschutz
- Schutz in Nassbereichen
- Schutz gegen Feuchteleitung aus angrenzenden Stoffen oder Bauteilen
- Tauwasserschutz

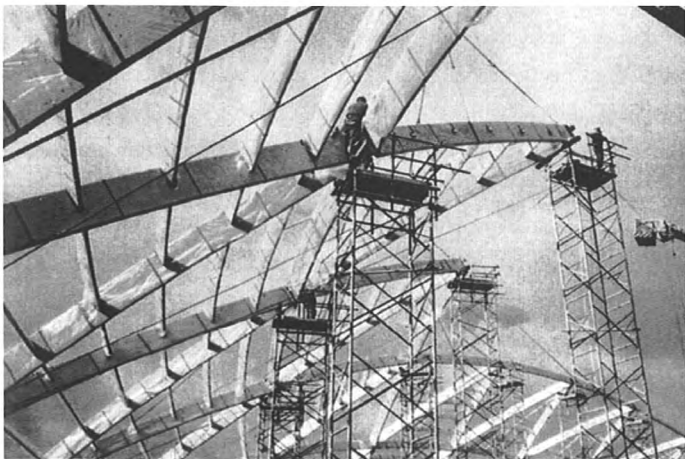


Bild 2 Ausreichender Schutz vor Niederschlägen während der Montage

Risse im Brettschichtholz, die auf Nichtbeachtung des Feuchteschutzes während des Bauzustandes zurückzuführen sind



Bild 3 Schäden infolge unsachgemäßer Lagerung von Brettschichtholz während es Bauzustandes

Wetterschutz der Holzkonstruktion durch Überdachung



Bild 4 Ausreichender Wetterschutz einer Holzkonstruktion

Wasserdicht ausgebildete Wand- und Fußbodenbereiche eines Badraumes



Bild 5

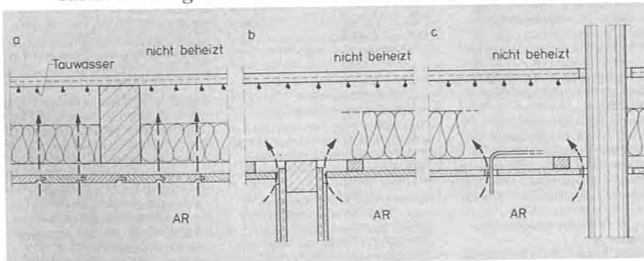
Hinsichtlich des Tauwasserschutzes wird unterschieden zwischen:

- Tauwasserschutz für die raumseitige Oberfläche von Außenbauteilen
- Tauwasserschutz für den Querschnitt von Außenbauteilen infolge Wasserdampfdiffusion
- Tauwasserschutz für den Querschnitt von Außenbauteilen infolge Wasserdampfkvektion

Ein Tauwasserschutz für die raumseitige Oberfläche von Außenbauteilen ist infolge ausreichender Wärmedämmung von Holzbauteilen in der Regel gegeben. Auch bezüglich des Tauwasserschutzes infolge der Wasserdampfdiffusion gab es in der Vergangenheit keine Probleme. Hier hat z.B. die Verwendung einer 0,2 mm dicken PE-Folie im Bereich der Innenseite ausgereicht, um den erwähnten Tauwasserschutz zu gewährleisten. In der Zwischenzeit wurden weitere Konstruktionen entwickelt, bei welchen dieser Schutz auch ohne eine PE-Folie gegeben ist.

Wenn Schäden infolge der Tauwasserbildung auftraten, waren diese fast immer auf die Wasserdampfkvektion zurück zu führen.

Wasserdampfkvektion mit Tauwasserbildung bei nicht luftdicht ausgebildeten Außenbauteilen (nach Schulze)



- a unterseitige Bekleidung nicht luftdicht;
- b Anschluß der unterseitigen Bekleidung an die Trennwand nicht luftdicht
- c luftdurchlässige Durchdringung einer ansonsten luftdichten Bekleidung durch Elektrokaabel oder Rohrdurchführung; AR Aufenthaltsraum

Bild 6 Mögliche Schäden infolge Wasserdampfkvektion

In der Zwischenzeit sind zahlreiche Luftdichtheitskonzepte erarbeitet worden, so dass auch Schäden infolge der Wasserdampfkvektion in der Zukunft deutlich weniger auftreten dürften.



Bild 7

2.2 Maßnahmen zur Vermeidung eines Insektenbefalles

Umfangreiche Untersuchungen an Objekten aus Brettschichtholz in einem Alter zwischen rd. 30 und 100 Jahren sowie an Objekten aus Vollholz, keilgezinktem Vollholz und Balkenschichtholz in einem Alter zwischen rd. 10 und 20 Jahren haben eindeutig bewiesen, dass das technisch getrocknete Holz von den in unseren Breitengraden vorkommenden Insekten nicht angegriffen wird. Dies bedeutet, dass bei Verwendung von Brettschichtholz, Balkenschichtholz, Brettsperrholz, keilgezinktem Vollholz und anderen Produkten aus technisch getrocknetem Holz keine weiteren Schutzmaßnahmen hinsichtlich eines Insektenbefalles erforderlich sind.



Bild 8 Intakte Hetzerträger ohne Holzschutzmittel, Alter rd. 100 Jahre



Bild 9 Kein Insektenbefall bei technisch getrocknetem nicht chemisch behandeltem Holz im Innen- und Außenbereich eines rund 20 Jahre alten Holzhauses

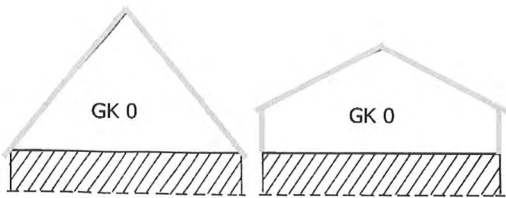


Bild 10 Kein Insektenbefall bei technisch getrocknetem nicht chemisch behandeltem Holz im Außenbereich eines rd. 15 Jahre alten Holzhauses

Auch bei einem nicht technisch getrockneten Holz ist die Gefahr eines Bauschadens durch Insekten nicht gegeben, wenn eine der nachfolgenden Bedingungen erfüllt ist:

- das Holz ist allseitig insektenundurchlässig abgedeckt,
- das Holz ist offen angeordnet, so dass es kontrollierbar ist,
- Verwendung von Farbkernhölzer mit einem Splintholzanteil unter 10 % .

Holzkonstruktionen GK0 in nicht ausgebautem Dachraum



Schematische Beispiele für zugängliche und demnach kontrollierbare Dachräume

Bild 11 GK0 Konstruktion auch bei nicht technisch getrocknetem Holz

2.3 Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden durch übermäßiges Quellen und Schwindens des Holzes

Um Schäden durch übermäßiges Quellen und Schwindens des Holzes zu vermeiden, sollten die Hölzer mit einer Feuchte eingebaut werden,

die als mittlere Holzfeuchte im eingebauten Zustand zu erwarten ist. Als Maßstab dafür dient die Gleichgewichtsfeuchte, siehe Bild 11.

Gleichgewichtsfeuchte des Holzes in Abhängigkeit von der Temperatur und relativer Luftfeuchte

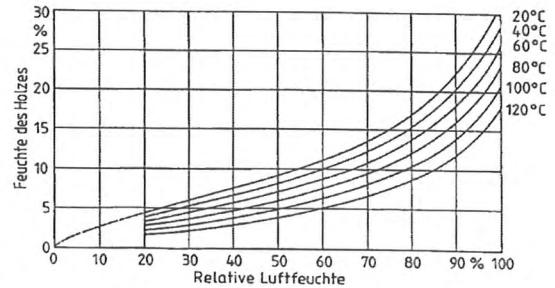


Bild 12

Bei Nichtbeachtung dieser Anforderung können Schäden infolge Schwindens oder Quellens auftreten, wie unerwünschte Verformungen des Holzes, Risse, Setzungen der Konstruktion usw.

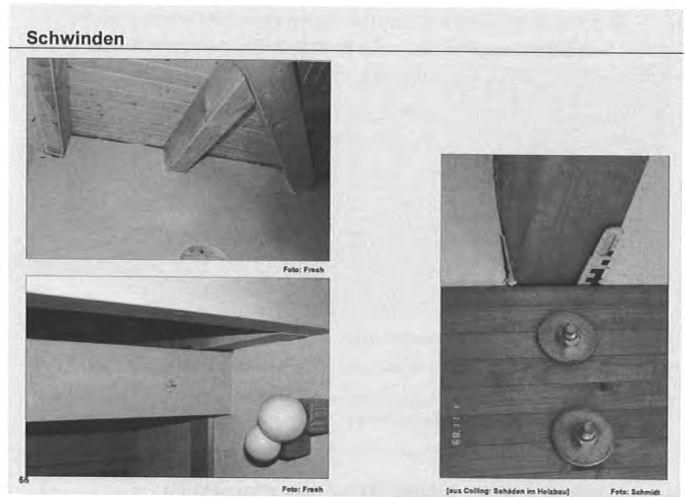


Bild 13 Fugen zwischen Holzbauteilen infolge Schwindens

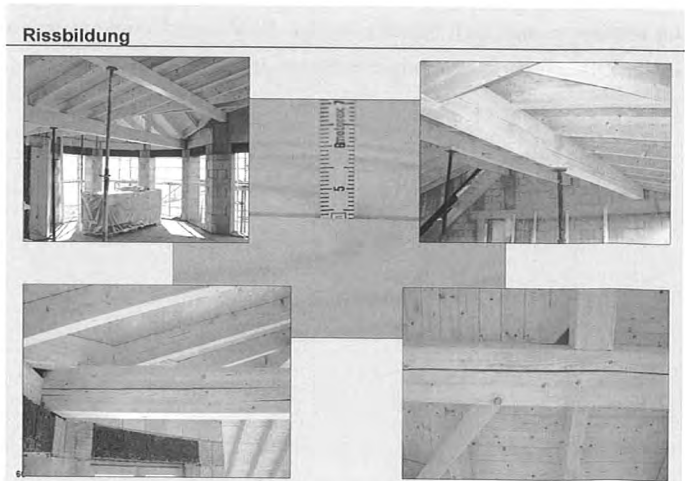


Bild 14 Risse im Holz infolge Schwindens

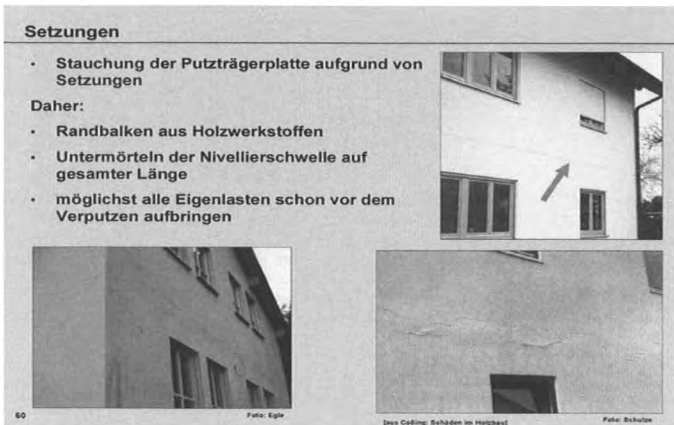


Bild 15 Stauchung der Putzträgerplatte auf Grund von Setzungen

3. Beispiele für empfindliche Anwendungsbereiche des Holzes

3.1 Brücken ohne ausreichenden Wetterschutz

Wenn das Niederschlagswasser von Holzbauteilen nicht rechtzeitig abgeführt werden kann, ist die Gefahr eines Pilzbefalles sehr groß. Diese Gefahr kann auch bei einer chemischen Behandlung des bei uns hauptsächlich verwendeten Fichtenholzes nicht ausreichend beseitigt werden, da das Fichtenholz auch im Kesseldruckverfahren nur in den äußeren 1 bis 2 mm vom Holzschutzmittel erfasst wird und eine ausgereifte technische Ausrüstung für eine tiefere Imprägnierung zurzeit nicht existiert.

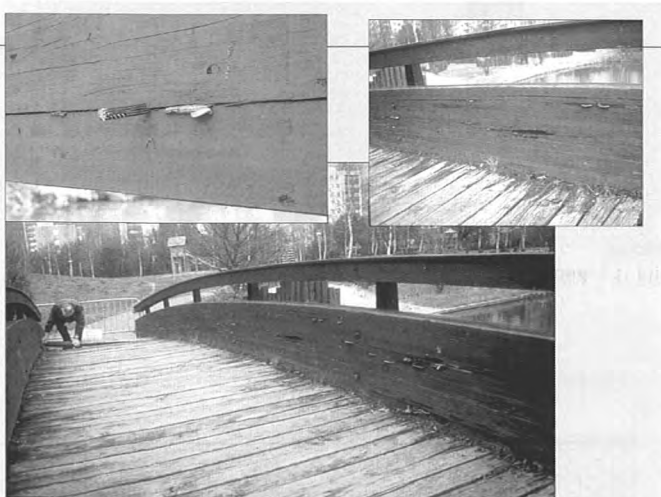


Bild 16 Pilzbefall bei einer Trogbücke, Feuchteaufnahme über nachträgliche Risse sowie über Verschmutzungen im Randbereich

3.2 Spritzwasserbereich

Bei Holzbauteilen im Freien muss die Spritzwasserfreiheit gewährleistet sein, wenn Pilzschäden vermieden werden sollen. Die Spritzwasserfreiheit ist im Allgemeinen gegeben, wenn zwischen der Unterkante der direkt bewitterten Hölzern und dem Erdreich bzw. dem umgebenden Bodenbelag ein Abstand von mindestens 30 cm eingehalten wird. Die-

ser Abstand kann durch technische Maßnahmen zur Vermeidung der Spritzhöhe (z.B. Kiesschüttung) auf 15 cm reduziert werden.



Bild 17 Nicht ausreichende Spritzwasserfreiheit einer Holzfassade



Bild 18 Ausreichende Spritzwasserfreiheit einer Holzfassade

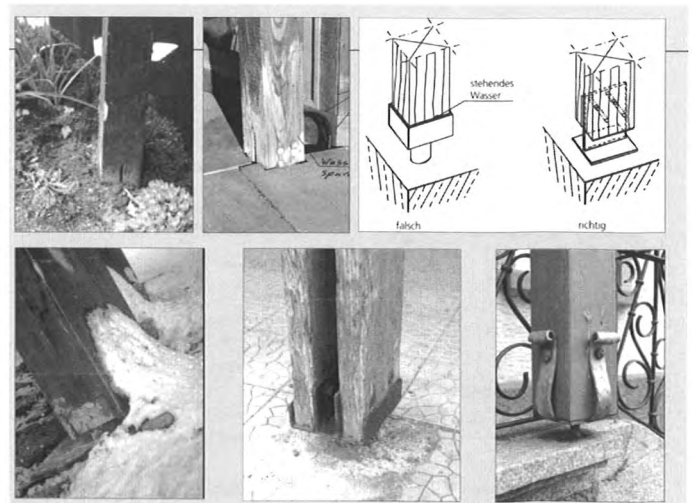


Bild 19 Nicht ausreichende Spritzwasserfreiheit von Holzstützen im Freien, nicht ordnungsgemäße Stützenfüsse

3.3 Flachdach

Flachdach ist eine sehr empfindliche Konstruktion, bei welcher die kleinsten Fehler zu großen Schäden führen können. So können z.B. die kleinsten Undichtheiten im Bereich der raumseitigen Oberfläche in kurzer Zeit zur starken Befeuchtung der innerhalb des Flachdaches befindlichen Bauteile infolge der Wasserdampfkonvektion führen.

In solchen Fällen hilft auch eine Behandlung des Holzes mit Holzschutzmitteln nicht, da diese die Zerstörung des Holzes nur etwas verzögern kann und die Durchnässung der Wärmedämmung und Entwicklung der Schimmelpilze nicht verhindern kann.

Aus diesem Grund muss bei der Errichtung von Flachdächern die größte Sorgfalt vorhanden sein.

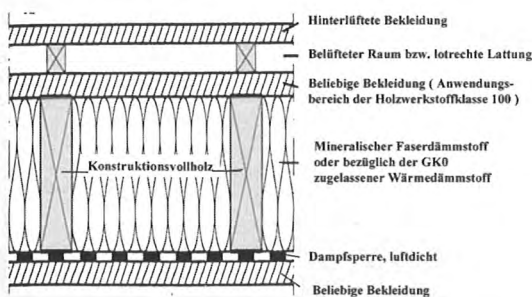


Bild 20 Pilzschäden innerhalb eines Flachdaches infolge Wasserdampfkonvektion

4. Beispiele für Konstruktionen in der Gebrauchsklasse GK0

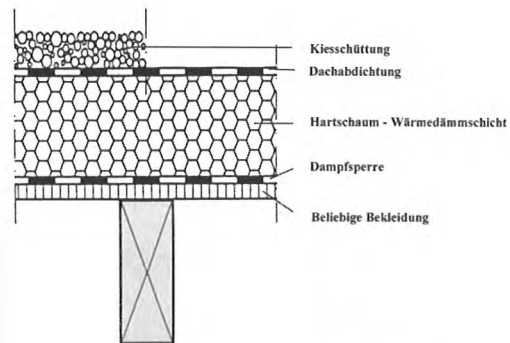
In den Bildern 21 bis 30 sind Beispiele für Konstruktionen in der Gebrauchsklasse GK0 zu sehen.

Außenwände GK0



Außenwände mit Vorhangschalen aus Bekleidung auf Lattung

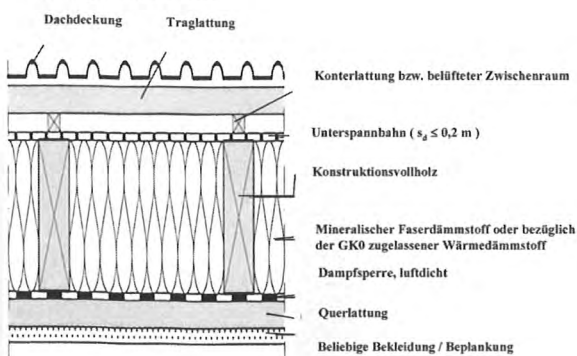
Bild 21



Flachdach über Aufenthaltsräume mit dreiseitig sichtbaren Deckenbalken

Bild 23

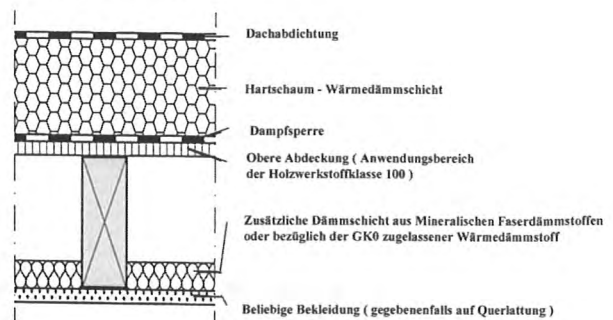
Geneigte Dächer GK0



Geneigtes Dach ohne Belüftung innerhalb des Gefaches

Bild 22

Flachdächer GK0



Flachdach mit raumseitiger Bekleidung

Bild 24



Bild 25

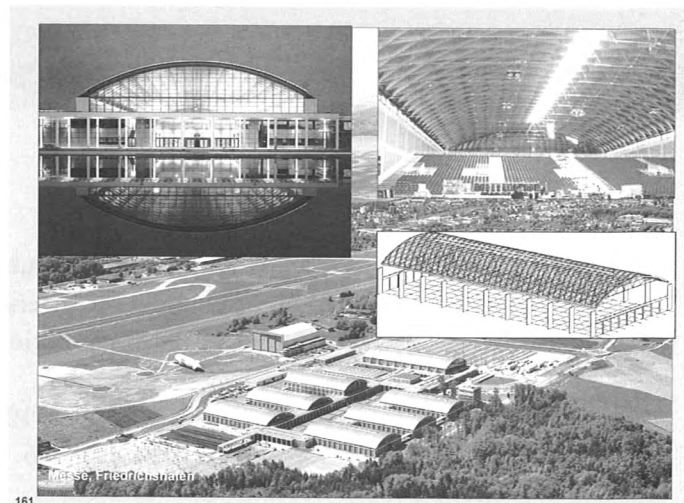


Bild 28

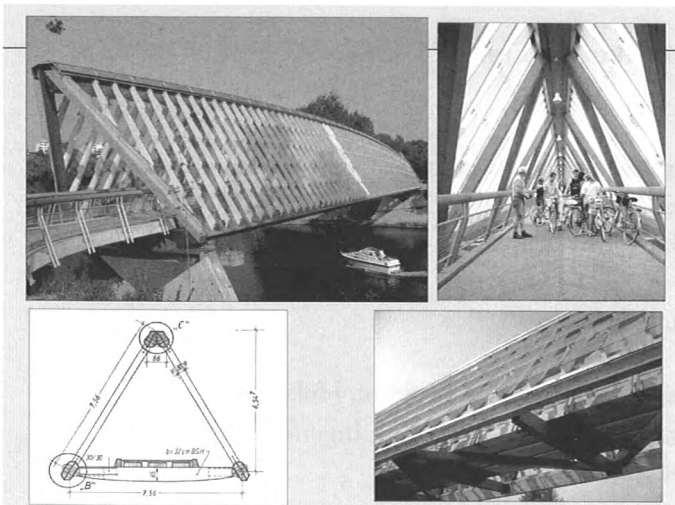


Bild 26 Brücke mit Dach

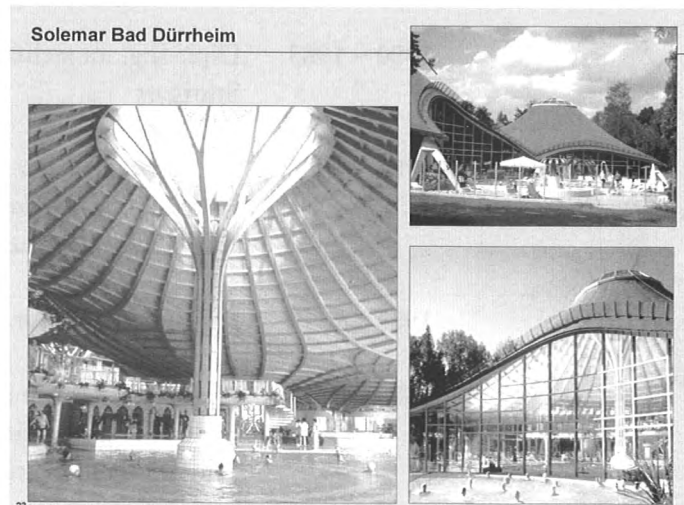


Bild 29

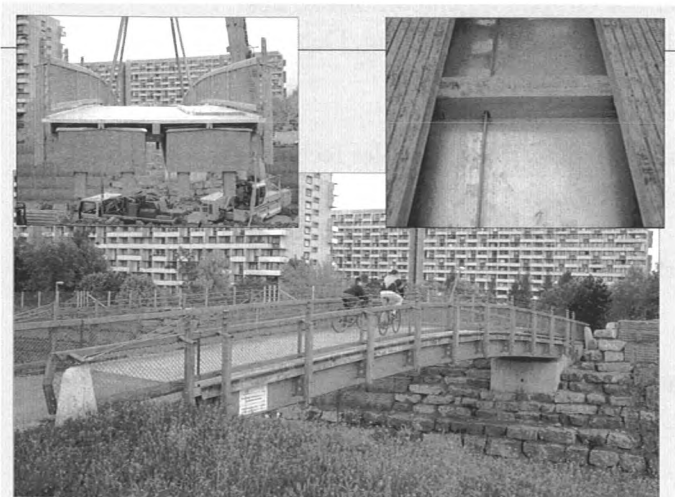


Bild 27 Abgedeckte tragende Verbundbauteile aus Brettschichtholz einer Brücke

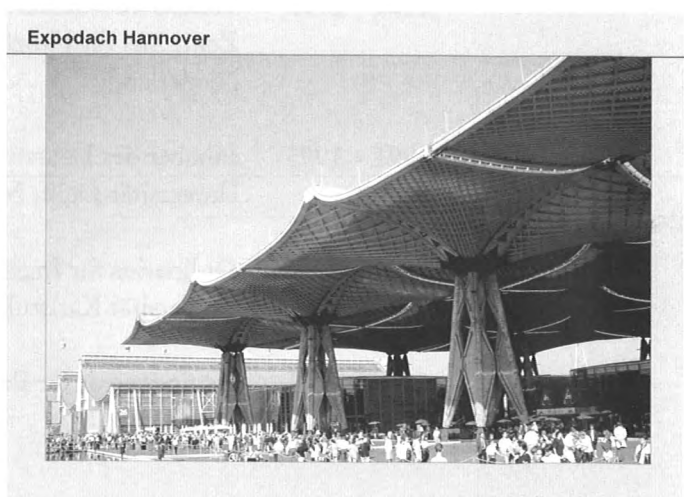


Bild 30

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß
Dipl.-Ing. Otto Eberhart



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 Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen |
| 1989 – 1990 | Forschungsaufenthalt bei Forintek Canada Corp., Vancouver B.C., Kanada |
| 1991 – 1995 | Wissenschaftlicher Leiter der Gruppe Ingenieurholzbau des Zentrums für Holzforschung, TNO Bauforschung, Delft, Niederlande |
| 1991 – 1995 | Inhaber des Lehrstuhls für Holzkonstruktionen der technischen Universität Delft, Niederlande |
| Seit 1995 | Ordinarius für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe |
| Seit 1995 | Prüfingenieur für Baustatik, Fachgebiet Holzbau |

Fachwerkträger

Neue Ansätze bei Material und Verbindungen



Bild 1 Fachwerkträger aus Vollholz mit Nagelplattenverbindungen

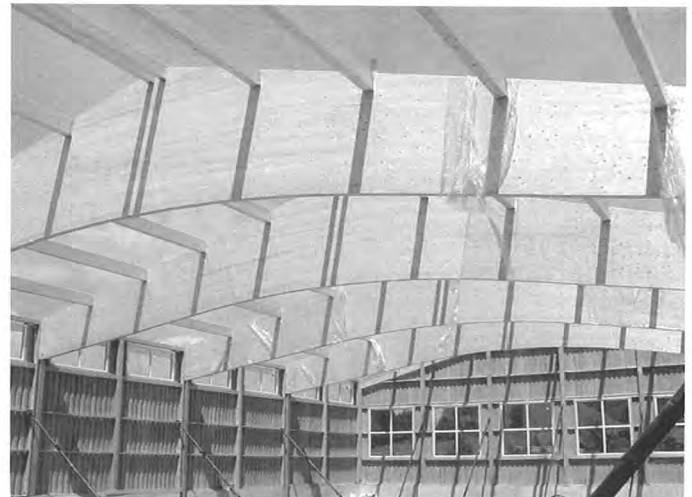


Bild 2 Satteldachträger mit gekrümmtem unterem Rand

Einleitung

Der aufgelöste Fachwerkträger weist im Vergleich mit Vollwandträgern aus Brettchichtholz einige Vorteile im Hinblick auf Materialverbrauch und Beanspruchung auf. Schubspannungen in den Querschnitten, die wegen der vergleichsweise geringen Schubfestigkeit des Brettchichtholzes zunehmend für die Bemessung von Vollwandträgern mit kurzer Spannweite oder von Satteldachträgern maßgebend werden, sind für das globale Gleichgewicht eines Fachwerkträgers nicht erforderlich. Obwohl der Fachwerkträger mit Stäben aus Vollholz und Nagelplattenverbindungen sehr erfolgreich im nicht sichtbaren Bereich für Spannweiten zwischen etwa 15 m und 30 m eingesetzt wird, sind sichtbare Fachwerkstrukturen in diesem Bereich vergleichsweise selten. Hier dominiert der Vollwandträger aus Brettchichtholz, häufig in der Form des Satteldachträgers mit gekrümmtem Untergurt.

Der Erfolg der Nageplattenbinder liegt einerseits in der Softwareunterstützung der Nagelplattenhersteller, die eine sehr schnelle und wirtschaftliche Bemessung der Träger ermöglicht, andererseits sind Nagelplattenverbindungen als hoch effizient zu bezeichnen, d.h. die Tragfähigkeit der Verbindung kann die Zugtragfähigkeit des angeschlossenen Stabes erreichen und die Nettoquerschnittsfläche der Zugstäbe ist gleich der Bruttoquerschnittsfläche. Darüber hinaus ist die Herstellung der Nagelplattenverbindung ebenfalls sehr wirtschaftlich, insbesondere wenn größere Stückzahlen gleicher Fachwerkträger hergestellt werden. Die Effizienz mechanischer Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln ist dagegen deutlich geringer, bei Stahlblech-Holz-

Verbindungen mit Stabdübeln beträgt die Nettoquerschnittsfläche oft nur 60 % der Bruttofläche und die Herstellung der Verbindungen auf der Baustelle ist arbeitsintensiv.

Fachwerkträger aus Brettchichtholz im sichtbaren Bereich werden daher nur unter folgenden Voraussetzungen erfolgreich sein können:

- Effiziente Knotenverbindungen, die darüber hinaus ästhetisch ansprechbar sein sollten,
- Einfachere und damit schnellere Herstellung der Verbindungen auf der Baustelle,
- Einfachere Bemessung der Verbindungen,
- Bessere Ausnutzung der Holzquerschnitte, d.h. größere Verhältnisse zwischen Netto- und Bruttoquerschnittsfläche.

Die genannten Voraussetzungen lassen sich mit Fachwerkträgern erreichen, deren Gurte aus Brettchichtholz und deren Füllstäbe aus Brettsperrholz bestehen. Als Verbindungsmittel werden Gewindestangen mit einem Holzschraubengewinde nach DIN 7998 verwendet, die von mehreren Herstellern zur Querbewehrung von Brettchichtholz mit Längen bis zu 3 m und einem Durchmesser von 16 mm oder 20 mm angeboten werden.

Überlegungen zur Materialwahl und zur Knotengestaltung

Die Füllstäbe von Holzfachwerkträgern werden fast ausschließlich durch Normalkräfte beansprucht. Daher liegt zunächst der Gedanke nahe, für diese Füllstäbe einen Baustoff zu verwenden, der eine mög-

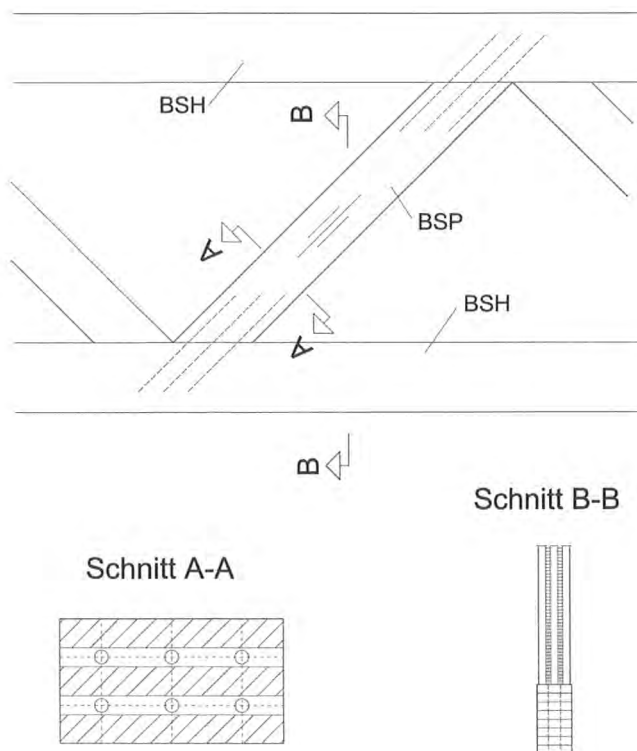


Bild 3 Anordnung von Gewindestangen in Querlagen von Brettsperrholz

lichst hohe Zug- bzw. Drucktragfähigkeit in Achsrichtung der Stäbe aufweist. Dies ist in der Praxis meist Vollholz oder Brettschichtholz, deren Faserrichtung in Achsrichtung der Stäbe verläuft.

Betrachtet man unabhängig vom Baustoff der Füllstäbe das Potential mechanischer Verbindungsmittel, dann zeigt sich, dass in Achsrichtung beanspruchte Schrauben hohe Kräfte übertragen können und damit sehr steife Verbindungen entstehen (Blaß, Bejtka und Uibel 2006). Allerdings sind faserparallel angeordnete Verbindungsmittel wegen des unbekanntem Langzeitverhaltens nur in Ausnahmefällen zulässig, ein Einsatz auf Zug beanspruchter Schrauben im Hirnholz von Füllstäben aus Vollholz oder Brettschichtholz ist daher nicht möglich.

Um dennoch axial beanspruchte Schrauben als Verbindungsmittel für den Anschluss Füllstab – Gurt verwenden zu können, wird für die Füllstäbe Brettsperrholz verwendet, in das Schrauben parallel zur Achsrichtung des Stabes so eingedreht werden, dass sie vollständig in einer Querlage angeordnet sind, d.h. dass der Winkel zwischen Schraubenlängsrichtung und der Faserrichtung des unmittelbar das Gewinde umgebenden Holzes 90° beträgt.

Aus einem Forschungsvorhaben über die Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz (Blaß und Uibel 2007) ist bekannt, dass planmäßig in Querlagen eingedrehte Schrauben eine Tragfähigkeit auf Herausziehen aufweisen, die der Tragfähigkeit von rechtwinklig zur Faserrichtung eingebrachten Schrauben in Vollholz oder Brettschichtholz entspricht. Der geringe Abstand der Schraube zum Rand der Querlage wirkt sich nicht auf die Tragfähigkeit aus, das Versagen bei Beanspruchung auf Herausziehen ist nach wie vor durch das

Scherversagen des Holzes in der Mantelfläche des Schraubengewindes gekennzeichnet.

Die in die Querlagen eingebrachten Kräfte müssen über Rollschubbeanspruchungen der Klebfugen zwischen den Quer- und Längslagen in die Längslagen eingebracht werden, da ja nur letztere die Zugkräfte parallel zur Stabachse übertragen können.

Grundlage des Knotenkonzepts ist die Übertragung der Normalkräfte von den Füllstäben in die Gurte durch Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen, die in vorgebohrte Löcher durch den Gurt hindurch in die Hirnholzenden der Füllstäbe eingedreht werden. Das Bohren der Löcher sollte mit Hilfe von Abbundanlagen erfolgen, um einen genauen Sitz der Schrauben gewährleisten zu können. Da die Schrauben parallel zur Füllstabachse verlaufen, würden sie bei der Verwendung von Vollholz oder BS-Holz für die Füllstäbe parallel zur Faser eingeschraubt sein. Dies ist weder durch Norm noch durch Zulassung für die erforderlichen Schraubenmaße abgedeckt. Aus diesem Grund wird für die Gurte Vollholz, Balkenschichtholz oder BS-Holz verwendet, für die Füllstäbe jedoch Brettsperrholz, das genau dort, wo die Schrauben angeordnet sind, Querlagen aufweist. Um eine Übergreifung der Schrauben zweier Füllstäbe in einem Knoten zu ermöglichen, sind erforderlichenfalls unterschiedliche Aufbauten des Brettsperrholzes benachbarter Füllstäbe mit unterschiedlicher Anordnung der Querlagen zu verwenden.

Damit sind die Schrauben in den Füllstäben stets rechtwinklig zur Faser, in den Gurten je nach Neigung der Füllstäbe zwischen etwa 45° und 90° zur Faser angeordnet und die hohe Ausziehtragfähigkeit der Schrauben kann für die Verbindungen ausgenutzt werden. In der Praxis sollte die Einschraubtiefe möglichst so groß gewählt werden, dass die Zugtragfähigkeit der Schrauben maßgebend wird. Wird für die Schrauben bzw. Gewindestangen ein duktiler Material verwendet, folgt daraus auch ein duktiler Versagensmechanismus der Verbindung durch Erreichen der Fließgrenze in den zugbeanspruchten Schrauben.

Der Anteil der Querlagen in den Füllstäben kann so gestaltet werden, dass ein möglichst großer Anteil an Längslagen für die Übertragung der Zug- oder Druckkräfte zur Verfügung steht. Im Rahmen erster Tastversuche wurde die Tragfähigkeit von zwei Verbindungen mit jeweils sechs Gewindestangen des Durchmessers 16 mm ermittelt. Dabei wurde ein Füllstab aus Brettsperrholz mit drei Längslagen und zwei Querlagen an einen Gurt aus Brettschichtholz angeschlossen. Bei den für die Prüfung vorgesehenen Verbindungen (siehe Bild 4) waren die Längslagen zum Beispiel 22 mm bzw. 13 mm dick, die entsprechenden Schraubendurchmesser betragen 16 mm und 12 mm. Der Längslagenanteil oder Nettoquerschnitt lag damit zwischen 69 % und 82 %. Dieser Anteil ist höher als bei üblichen Stabdübelverbindungen in BS-Holz.

Die Verbindung wurde durch eine Zugkraft in Richtung des Füllstabes bis zum Versagen belastet. Die Tragfähigkeit der ersten geprüften Verbindung lag bei 395 kN, das Versagen wurde durch das Aufspalten einer Querlage ausgelöst, anschließend wurden die drei Schrauben in der zweiten Querlage aus dem Gurt herausgezogen (siehe Bild 5). Um das Aufspalten der Querlagen zu verhindern, wurden in zwei weiteren

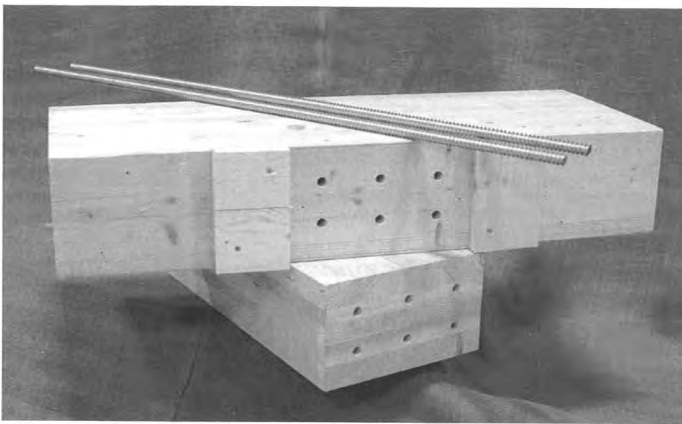


Bild 4 Gewindestangen, Gurtabschnitt aus Brettschichtholz (oben) und Füllstab aus Brettsperrholz (unten)

Versuchen vier Vollgewindeschrauben zur Querkzugverstärkung am Ende des Füllstabes eingesetzt. In diesen Versuchen wurden bei Höchstlasten von 382 kN und über 400 kN sämtliche Schrauben aus dem Gurt herausgezogen, Spalten traten nicht auf.

Die orientierenden Versuche haben bestätigt, dass selbst sehr geringe Abstände zwischen dem Brettrand und dem Schraubengewindeumfang gegenüber rechtwinklig zur Faser in Vollholz oder Brettschichtholz eingebrachten Holzschrauben keine signifikanten Unterschiede im Tragvermögen erkennen lassen. Dies gilt selbst für die mit einem Gewindeaußendurchmesser von 12 mm in eine nur 13 mm dicke Querlage eingebrachten Schrauben.

Die Brauchbarkeit der vorgestellten Verbindungstechnik für die Ausbildung von Fachwerkknoten wurde durch die orientierenden Versuche qualitativ bestätigt. Weitere Untersuchungen sind notwendig, um zu definierten Bemessungsansätzen und zu minimierten Mindestabständen zu führen. Die Verbindung mit Schrauben in den Querlagen der Füllstäbe verbindet eine sehr einfache Herstellung mit ähnlicher Tragfähigkeit wie z. B. von Stabdübelanschlüssen und eingeschlizten Blechen. Weitere Vorteile des Knotenentwurfs sind die nur geringe Sichtbarkeit und bei Verpfropfung der Eindrehlöcher der Schrauben ein hoher Feuerwiderstand.

Beispielrechnung

Um einen Eindruck von der möglichen Wirtschaftlichkeit von Fachwerkträgern mit der vorgestellten Verbindungstechnik zu ermöglichen, wurde eine Vergleichsrechnung mit zwei unterschiedlichen Varianten durchgeführt:

- Satteldachträger mit geradem unteren Rand
- Fachwerkträger mit Gurten aus Brettschichtholz und Füllstäben aus Brettsperrholz

Die Ergebnisse der Beispielrechnung zeigen, dass der Materialaufwand des BS-Holzes deutlich reduziert werden kann. Allerdings steht dieser Ersparnis ein Zusatzaufwand aus den Schraubenverbindungen gegenüber. Durch weitere Untersuchungen im Hinblick auf Mindestabstände der Schrauben untereinander und vom Rand sowie durch eine optimierte Querschnittsgestaltung sind weitere Einsparungen zu erwarten.

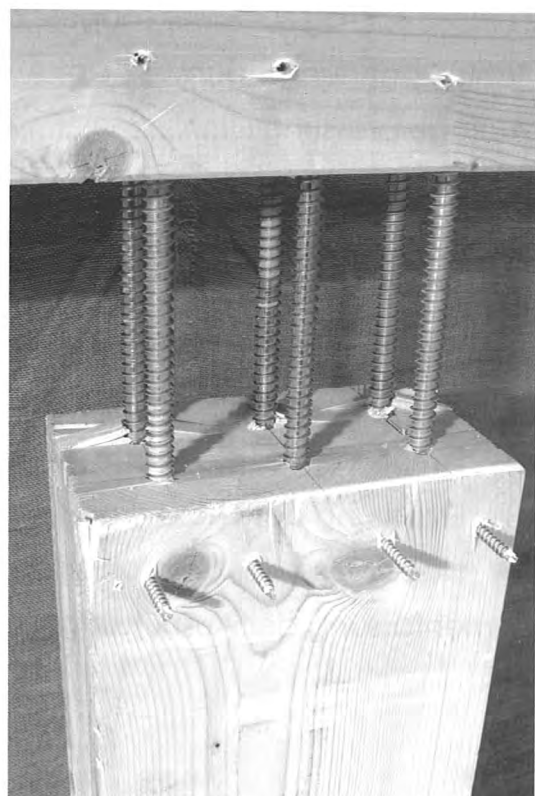
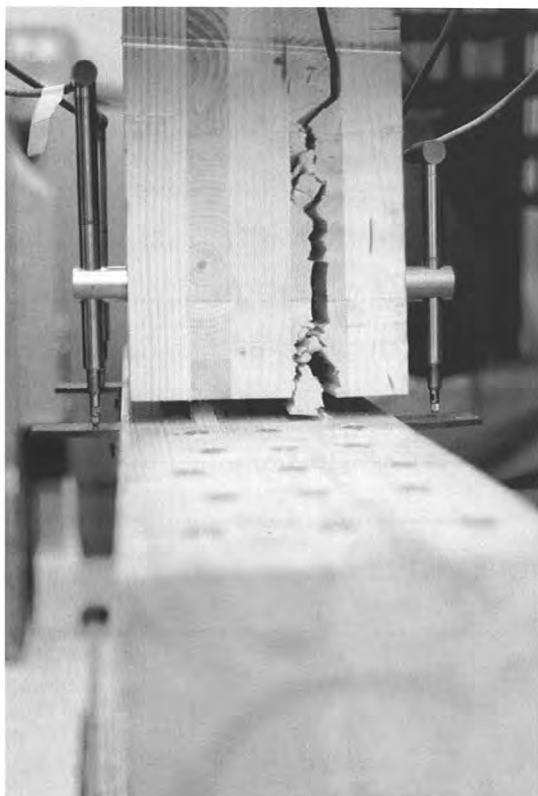


Bild 5 links: Versagen durch Aufspalten einer Querlage; rechts: Herausziehen der hinteren Stangen aus der Querlage

Bemessung eines BSH-Satteldachbinders nach DIN 1052:2004-08

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines	2
2	Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte	2
3	Lastannahmen und Einwirkungen.....	2
3.1	Eigenlasten	2
3.2	Schneelasten.....	2
3.3	Lastfallkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	2
3.4	Lastfallkombination für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	3
4	Maßgebende Schnittgrößen (GZT)	3
5	Bemessung nach DIN 1052:2004-08	3
5.1	Nachweis der maximalen Längsrandspannung im Firstquerschnitt.....	3
5.2	Nachweis der maximalen Zugspannung \perp zur Faser im Firstquerschnitt	3
5.3	Nachweis für den Verzicht von Verstärkungen infolge klimatisch bedingter Querkzugspannungen	4
5.4	Nachweis der Randspannungen an der Stelle x (maximale Spannungen)	4
5.4.1	Rand parallel zur Faserrichtung im Biegezugbereich	4
5.4.2	Rand schräg zur Faser (angeschnittene Faser) im Biegedruckbereich	4
5.5	Schubspannungsnachweis am Auflager	5
5.6	Auflagerpressung	5
5.7	Kippnachweis.....	5
5.8	Moment, das von der Gabellagerung aufzunehmen ist:	5
5.9	Bestimmung der Ersatzlasten auf den Aussteifungsverband.....	6
5.10	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	6
5.10.1	Eingangswerte	6
5.10.2	Ermittlung der elastische Anfangsverformungen.....	7
5.10.3	Ermittlung der Endverformungen	7
5.10.4	Nachweise der empfohlenen Grenzwerte	7
6	Zusammenfassung der Ausnutzungsgrade.....	7

1 Allgemeines

Der Bemessung folgende Normen zugrunde:

DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke

DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken-
Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau

Die Dachneigung beträgt $\alpha = 3^\circ$. Das Achsmaß der Hallenbinder beträgt $e = 6,16$ m

Nutzungsklasse NKL: 2

Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED): kurz (Schnee: Höhe < 1000m)

Verwendet werden soll Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL 28 h

2 Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte

- NKL 2 und KLED kurz $\Rightarrow k_{\text{mod}} = 0,9$
- $\gamma_m = 1,3$
- $X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_m}$

$$f_{m,k} = 28,0 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{m,d} = 19,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,90,k} = 0,50 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{t,90,d} = 0,35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,k} = 3,00 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{c,90,d} = 2,08 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,k} = 2,50 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{v,d} = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,\text{mean}} = 12.600 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{\text{mean}} = 780 \text{ N/mm}^2$$

3 Lastannahmen und Einwirkungen

3.1 Eigenlasten

Gewicht des BSH-Binders wird vom Rechenprogramm ermittelt.

$$\text{(Binder: } g_b = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,18 \text{ m} \cdot ((1,80 \text{ m} + 1,05 \text{ m}) / 2) / 6,16 \text{ m} = 0,21 \text{ kN/m}^2 \text{ Gfl)}$$

$$\text{Aufbau: } g_a = 0,25 \text{ kN/m}^2 \text{ Dfl (Neigung } 3,0^\circ) \approx 0,25 \text{ kN/m}^2 \text{ Gfl}$$

3.2 Schneelasten

Mit $\mu_1 = 0,8 \cdot (0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$ folgt der

$$\text{Bemessungswert der Schneelast: } s_0 = \mu_1 \cdot s_k = 1,10 \text{ kN/m}^2 \text{ Gfl}$$

3.3 Lastfallkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

$$g_d = 1,35 \cdot (0,21 + 0,25) \cdot 6,16 = 3,83 \text{ kN/m}$$

$$s_d = 1,5 \cdot 1,10 \cdot 6,16 = 10,16 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow q_d = g_d + s_d = 13,99 \text{ kN/m}$$

3.4 Lastfallkombination für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

$$g_d = 1,0 \cdot (0,21 + 0,25) \cdot 6,16 = 2,83 \text{ kN/m}$$

$$s_d = 1,0 \cdot 1,10 \cdot 6,16 = 6,78 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow q_d = g_d + s_d = 9,61 \text{ kN/m}$$

4 Maßgebende Schnittgrößen (GZT)

$$M_{ap,d} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{13,99 \cdot 28,2^2}{8} = 1.390 \text{ kNm} \approx 1,39 \text{ MNm}$$

$$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{13,99 \cdot 28,2}{2} = 197 \text{ kN} \approx 197 \text{ kN}$$

5 Bemessung nach DIN 1052:2004-08

Grundspannung im First

$$\sigma_{0,First} = \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} = \frac{6 \cdot 1,39 \cdot 10^9}{180 \cdot 1800^2} = 14,27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

5.1 Nachweis der maximalen Längsrandspannung im Firstquerschnitt

$$\sigma_{m,d} = (1 + 1,4 \cdot \tan \alpha + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot \sigma_{0,First}$$

$$= (1 + 1,4 \cdot \tan 3,0^\circ + 5,4 \cdot \tan^2 3,0^\circ) \cdot 14,27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 15,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{15,5}{19,4} = 0,80 < 1$$

5.2 Nachweis der maximalen Zugspannung \perp zur Faser im Firstquerschnitt

mit

$$\sigma_{t,90,d} = 0,2 \cdot \tan \alpha \cdot \sigma_{0,First}$$

$$= 0,2 \cdot \tan 3,0^\circ \cdot 14,27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,150 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{dis} = 1,3 \text{ und } h_0 = 600 \text{ mm}$$

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

\Rightarrow

$$\frac{0,150}{1,3 \cdot \left(\frac{600}{1800}\right)^{0,3} \cdot 0,35} + 0 = 0,46 < 1$$

5.3 Nachweis für den Verzicht von Verstärkungen infolge klimatisch bedingter Querzugspannungen

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot \left(\frac{h_0}{h_{ap}}\right)^{0,3} \cdot 0,6 \cdot f_{t,90,d}} \leq 1$$

$$\frac{0,150}{1,3 \cdot \left(\frac{600}{1800}\right)^{0,3} \cdot 0,6 \cdot 0,35} = 0,75 < 1$$

5.4 Nachweis der Randspannungen an der Stelle x (maximale Spannungen)

mit

$$x = \frac{l_{ges} \cdot h_A}{2 \cdot h_{ap}} = \frac{28,2 \cdot 10^3 \cdot 1060}{2 \cdot 1800} \approx 8303 \text{ mm}$$

$$h(x) = x \cdot \tan \alpha + h_A = 8303 \cdot \tan 3,0^\circ + 1060 = 1495 \text{ mm}$$

⇒

$$W(x) = \frac{b \cdot h(x)^2}{6} = \frac{180 \cdot 1495^2}{6} = 67,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M(x) = -\frac{q_d}{2} \cdot x^2 + \frac{q_d \cdot l_{ges}}{2} \cdot x = -\frac{13,99}{2} \cdot 8,30^2 + \frac{13,99 \cdot 28,2}{2} \cdot 8,30 = 1.155 \text{ kNm}$$

$$\sigma(x) = \frac{M(x)}{W(x)} = \frac{1,16 \cdot 10^9}{67,1 \cdot 10^6} = 17,2 \text{ N/mm}^2$$

5.4.1 Rand parallel zur Faserrichtung im Biegezugbereich

$$\sigma_{m,0,d}(x) = \sigma(x) \cdot (1 + 4 \cdot \tan^2 \alpha) = 17,2 \cdot (1 + 4 \cdot \tan^2 3,0^\circ) = 17,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,d}} = \frac{17,4}{19,4} = 0,90 < 1$$

5.4.2 Rand schräg zur Faser (angeschnittene Faser) im Biegedruckbereich

$$k_{\alpha,c} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{19,4}{2,08} \cdot \sin^2 3,0^\circ\right)^2 + \left(\frac{19,4}{1,5 \cdot 1,73} \cdot \sin 3,0^\circ \cdot \cos 3,0^\circ\right)^2 + \cos^4 3,0^\circ}} = 0,933$$

$$f_{m,\alpha,d} = k_{\alpha,d} \cdot f_{m,d} = 0,933 \cdot 19,4 = 18,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} = \frac{17,4}{18,1} = 0,97 < 1$$

5.5 Schubspannungsnachweis am Auflager

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A} = 1,5 \cdot \frac{197 \cdot 10^3}{180 \cdot 1060} = 1,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Rightarrow \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{1,55}{1,73} = 0,90 < 1$$

5.6 Auflagerpressung

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (l_1 \geq 2h; l \leq 400 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{197 \cdot 10^3}{(360 + 30) \cdot 180} = 2,82 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{2,82}{1,75 \cdot 2,08} = 0,78 < 1$$

5.7 Kippnachweis

Nachweis im firstnahen Trägerviertel, da hier maximale Trägerrhöhe und maximales Moment.

Betrachteter Trägerabschnitt:

$$l_{ef} = 3500 \text{ mm} \quad (\text{Abstand der Zwischenabstützungen})$$

$$h_{max} = 1800 \text{ mm} \quad (\text{zur Bestimmung von } \lambda_{rel,m})$$

$$h_{min} = 1616 \text{ mm} \quad (\text{zur Bestimmung der Spannung})$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_{ef} \cdot h_{max}}{\pi \cdot b^2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sqrt{E_{0,05} \cdot G_{05}}}} = \sqrt{\frac{3500 \cdot 1800}{\pi \cdot 180^2}} \cdot \sqrt{\frac{28,0}{\sqrt{\frac{5}{6} \cdot 12600 \cdot \frac{5}{6} \cdot 780}}} = 0,814$$

$$\text{für } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$$

$$k_m = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,814 = 0,949$$

Nachweis:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{1,39 \cdot 10^9}{\frac{180 \cdot 1616^2}{6}} = \frac{1,39 \cdot 10^9}{78,3 \cdot 10^6} = 17,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} = \frac{17,8}{0,949 \cdot 19,38} = 0,97 < 1$$

5.8 Moment, das von der Gabellagerung aufzunehmen ist

$$T_d = M_d \cdot \left[\frac{1}{80} - \frac{1}{60} \cdot \frac{e}{h} \cdot (1 - k_m) \right] \leq \frac{M_d}{80} = \frac{1,39 \cdot 10^9}{80} = 1,73 \cdot 10^7 \text{ Nmm}^2$$

5.9 Bestimmung der Ersatzlasten auf den Aussteifungsverband

- Bestimmung von k_m für den unausgesteiften Biegestab

$$h \leq h_{ap} = 1800 \text{ mm}$$

$$l_{ges} = 28,2 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{l_{ef} \cdot h}{\pi \cdot b^2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{m,k}}{E_{0,05} \cdot G_{05}}} = \sqrt{\frac{28200 \cdot 1800}{\pi \cdot 180^2}} \cdot \sqrt{\frac{28,0}{\frac{5}{6} \cdot 12600 \cdot \frac{5}{6} \cdot 780}} = 2,31 > 1,4$$

$$k_m = \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} = \frac{1}{2,31^2} = 0,187$$

- Bestimmung der mittleren Normalkraft im Druckgurt

$$N_d = (1 - k_m) \cdot \frac{M_d}{h} \leq (1 - k_m) \cdot \frac{M_d}{h_A} = (1 - 0,187) \cdot \frac{1,39 \cdot 10^9}{1060} = 1,06 \cdot 10^6 \text{ N}$$

mit

$$k_l = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{1}} \right\} = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{28,2}} \right\} = 0,729$$

- Bestimmung der Ersatzlast auf den Verband

$$q_d = k_l \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot l} = 0,729 \cdot \frac{1064}{30 \cdot 28,2} = 0,918 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{Binder}$$

5.10 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

5.10.1 Eingangswerte

$$k_{def} = 0,8 \quad (\text{NKL 2})$$

$$\psi_2 = 0 \quad (\text{Schnee})$$

$$M_{G,d} = \frac{g_d \cdot l^2}{8} = \frac{2,83 \cdot (28,2 \cdot 10^3)^2}{8} = 2,8 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$M_{Q,d} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{6,78 \cdot (28,2 \cdot 10^3)^2}{8} = 6,4 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

mit

$$k_m = \left(\frac{h_A}{h_{ap}} \right)^3 \cdot \frac{1}{0,15 + 0,85 \cdot \frac{h_A}{h_{ap}}} = \left(\frac{1060}{1800} \right)^3 \cdot \frac{1}{0,15 + 0,85 \cdot \frac{1060}{1800}} = 0,314$$

⇒

$$I^* = \frac{1}{k_m} \cdot I_A = \frac{1}{0,314} \cdot \frac{180 \cdot 1060^3}{12} = 5,69 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

5.10.2 Ermittlung der elastische Anfangsverformungen

$$w_{\text{inst}} = \frac{M_d \cdot l^2}{9,6 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I^*}$$

$$w_{G,\text{inst}} = \frac{2,83 \cdot 10^8 \cdot (28,2 \cdot 10^3)^2}{9,6 \cdot 12600 \cdot 5,69 \cdot 10^{10}} = 32,7 \text{ mm}$$

$$w_{Q,\text{inst}} = \frac{6,78 \cdot 10^8 \cdot (28,2 \cdot 10^3)^2}{9,6 \cdot 12600 \cdot 5,69 \cdot 10^{10}} = 75,0 \text{ mm}$$

5.10.3 Ermittlung der Endverformungen

$$w_{G,\text{fin}} = w_{G,\text{inst}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) = 32,7 \cdot (1 + 0,8) = 58,9 \text{ mm}$$

$$w_{Q,\text{fin}} = w_{Q,\text{inst}} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}}) = 75,0 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) = 75,0 \text{ mm}$$

$$w_{\text{fin}} = w_{G,\text{fin}} + w_{Q,\text{fin}} = 58,9 + 75,0 = 134 \text{ mm}$$

5.10.4 Nachweise der empfohlenen Grenzwerte

- Durchbiegung in der charakteristischen Bemessungssituation

$$w_{Q,\text{inst}} = 75,0 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{28,2 \cdot 10^3}{300} = 94 \text{ mm}$$

$$w_{\text{fin}} - w_{G,\text{inst}} = 134 - 32,7 = 101,3 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{28,2 \cdot 10^3}{200} = 141 \text{ mm}$$

- Durchbiegung in der quasi-ständigen Bemessungssituation

$$w_{\text{fin}} - w_0 = 134 - 0 = 134 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{28,2 \cdot 10^3}{200} = 141 \text{ mm}$$

6 Zusammenfassung der Ausnutzungsgrade

- maximale Längsrandspannung im Firstquerschnitt 0,80
- maximale Zugspannung \perp zur Faser im Firstquerschnitt 0,46
- Verzicht von Verstärkungen 0,75
- Randspannungen an der Stelle $\max \sigma$
 - Biegezugbereich 0,90
 - **Biegedruckbereich 0,97**
- Schubspannung am Auflager 0,90
- Auflagerpressung 0,78
- **Kippnachweis 0,97**
- Nachweise der Gebrauchstauglichkeit
 - $w_{Q,\text{inst}}$ 0,80
 - $w_{\text{fin}} - w_{G,\text{inst}}$ 0,72
 - **$w_{\text{fin}} - w_0$ 0,95**

Bemessung eines Fachwerkträgers mit Gurten aus BSH und Füllstäben aus Brettsperrholz nach DIN 1052:2004-08

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines	2
2	Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte	2
3	Lastannahmen und Einwirkungen.....	3
3.1	Eigenlasten	3
3.2	Schneelasten.....	3
3.3	Lastfallkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	3
3.4	Lastfallkombination für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	3
4	Systemangaben.....	3
4.1	Stabwerksmodell	3
4.2	Querschnitte.....	3
5	Bemessung nach DIN 1052:2004-08	4
5.1	Nachweis der Diagonalen auf Zug	4
5.2	Nachweis der Diagonalen auf Druck (Knicken) – Ersatzstabverfahren.....	5
5.2.1	Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit (EI) _{ef}	5
5.2.2	Nachweis für mittigen Druck.....	5
5.3	Nachweis der Untergurte auf Zug (+ Biegung).....	6
5.3.1	Maßgebende Schnittgrößen (GZT) und Querschnittswerte.....	6
5.3.2	Nachweis	6
5.4	Nachweis der Obergurte auf Druck (Knicken) + Biegung - Ersatzstabverfahren	6
5.4.1	Maßgebende Schnittgrößen (GZT) und Querschnittswerte.....	6
5.4.2	Ermittlung der Knickbeiwerte	6
5.4.3	Nachweis	7
6	Bemessung der Verbindungen nach DIN 1052:2004-08 und Band 8 der Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau	7
6.1	Verbindungsmittelabstände der Holzschrauben	7
6.1.1	Für Brettschichtholz (nach DIN 1052:2004-08, Tabelle 10).....	7
6.1.2	Für die Schmalflächen im Brettsperrholz	7
6.2	Stahltragfähigkeit der Holzschrauben.....	8
6.3	Auszieh widerstand der Holzschrauben	8
7	Weitere Nachweise	9
7.1	Auflagerpressung	9
7.2	Bestimmung der Ersatzlasten auf den Aussteifungsverband.....	9
7.3	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	9
7.3.1	Eingangswerte.....	9
7.3.2	Ermittlung der elastischen Anfangsverformungen	9
7.3.3	Ermittlung der Endverformungen	9
7.3.4	Nachweise der empfohlenen Grenzwerte.....	9
8	Zusammenfassung der Ausnutzungsgrade.....	10
9	Materialbedarf je Binder.....	10



1 Allgemeines

Der Bemessung liegen folgende Normen zugrunde:

DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke

DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken- Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau

Die Bindergesamthöhe beträgt an der Traufe 1,82 m und im First 2,57 m und ist damit 0,77 m höher als der betrachtete BSH-Binder.

Die Dachneigung beträgt $\alpha = 3^\circ$.

Das Achsmaß der Hallenbinder beträgt $e = 6,16$ m

Nutzungsstufe NKL: 2

Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED): kurz (Schnee: Höhe < 1000m)

Verwendet wird:

für Ober- und Untergurt: Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL28h

für Diagonalen: Brettsperrholz aus Nadelholz der Festigkeitsklasse C24

2 Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte

- NKL 2 und KLED kurz $\Rightarrow k_{mod} = 0,9$

- $\gamma_m = 1,3$

- $X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_m}$

BSH GL 28 h

$$f_{m,k} = 28,0 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{m,d} = 19,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,k} = 19,50 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{t,0,d} = 13,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{c,0,d} = 18,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,k} = 3,00 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{c,90,d} = 2,08 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,mean} = 12.600 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{mean} = 780 \text{ N/mm}^2$$

$$\varphi_k = 410 \text{ kg/m}^3$$

Brettsperrholz aus C 24

$$f_{t,0,k} = 14,0 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{t,0,d} = 9,69 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,k} = 21,0 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{c,0,d} = 14,5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

$$\varphi_k = 400 \text{ kg/m}^3$$

3 Lastannahmen und Einwirkungen

3.1 Eigenlasten

Gewicht der Fachwerkbinder wird vom Rechenprogramm ermittelt.

$$\text{(Binder: } g_b = 0,97 \text{ kN/m / 6,16 m)} = 0,16 \text{ kN/m}^2 \text{ Gfl)}$$

$$\text{Aufbau: } g_a = 0,25 \text{ kN/m}^2 \text{ Dfl (Neigung } 3,0^\circ) \approx 0,25 \text{ kN/m}^2 \text{ Gfl}$$

3.2 Schneelasten

Mit $\mu_1 = 0,8 \cdot (0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$ folgt der

$$\text{Bemessungswert der Schneelast: } s_0 = \mu_1 \cdot s_k = 1,10 \text{ kN/m}^2 \text{ Gfl}$$

3.3 Lastfallkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

$$g_d = 1,35 \cdot (0,16 + 0,25) \cdot 6,16 = 3,41 \text{ kN/m}$$

$$s_d = 1,5 \cdot 1,10 \cdot 6,16 = 10,16 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow q_d = g_d + s_d = 13,57 \text{ kN/m}$$

3.4 Lastfallkombination für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

$$g_d = 1,0 \cdot (0,16 + 0,25) \cdot 6,16 = 2,53 \text{ kN/m}$$

$$s_d = 1,0 \cdot 1,10 \cdot 6,16 = 6,78 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow q_d = g_d + s_d = 9,31 \text{ kN/m}$$

4 Systemangaben

4.1 Stabwerksmodell

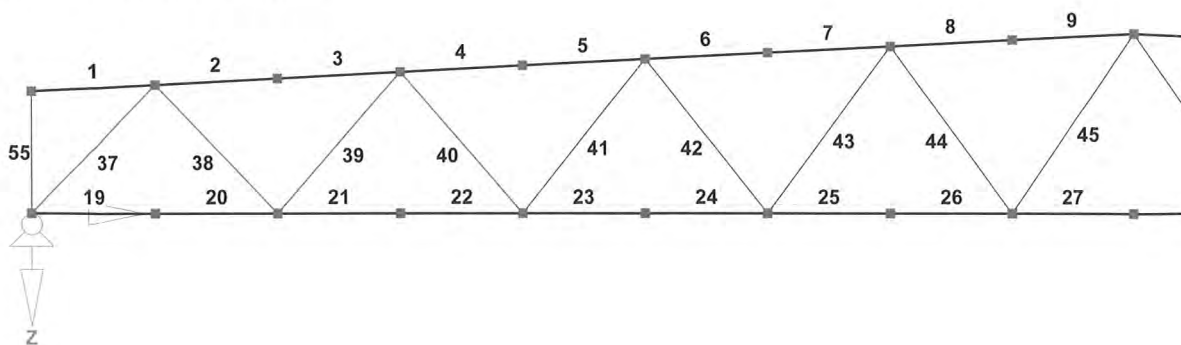


Bild 1: Stabnummern des Fachwerkmodells

4.2 Querschnitte

Die Ober- und Untergurte werden in BSH GL28h ausgeführt. Die Querschnittsabmessungen sind $b/h = 260/260$ mm.

Die Füllstäbe (Diagonalen) werden in Brettsperrholz aus C24 ausgeführt. Die einzelnen Querschnitte können Seite 10 entnommen werden. Der genaue Aufbau ist unten dargestellt.

Aus Gründen des Anschlussbildes sind die beiden in einem Knoten einlaufenden Streben unterschiedlich aufgebaut.

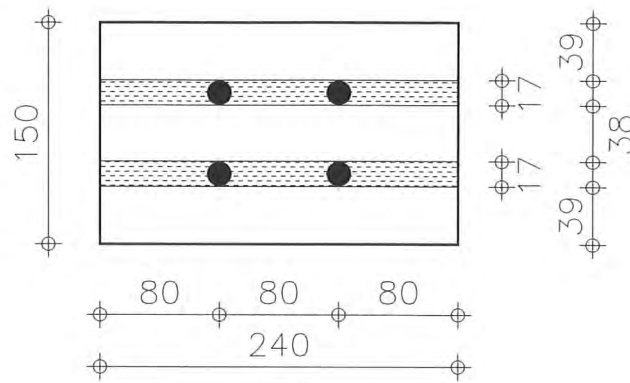


Bild 2: prinzipieller Aufbau des Brettspertholzes

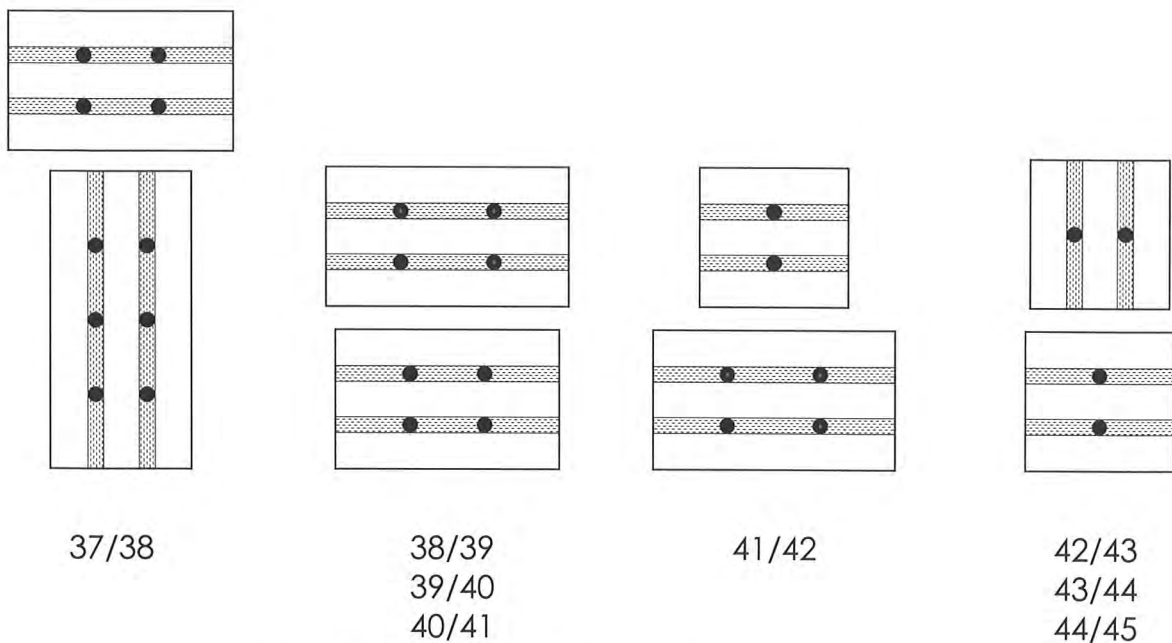


Bild 3: System der Knotenausbildung

5 Bemessung nach DIN 1052:2004-08

5.1 Nachweis der Diagonalen auf Zug

Für den Zugspannungsnachweis werden nur die Längslagen berücksichtigt.

$$e_f A = b \cdot h_{ef} = 260 \cdot (150 - 2 \cdot 17) = 30.160 \text{ mm}^2$$

$$\max N_d = 184,4 \text{ kN im Stab 38}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{1,84 \cdot 10^5 / 3,016 \cdot 10^4}{9,69} = 0,64 < 1$$

5.2 Nachweis der Diagonalen auf Druck (Knicken) – Ersatzstabverfahren

Beispielhaft wird der Rechengang an dem Stab mit der höchsten Ausnutzung (Stab 37) gezeigt.

$$\min N_d = -253,7 \text{ kN}$$

5.2.1 Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$

$$(EI)_{ef} = \sum (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot \alpha_i^2)$$

$$\gamma_{i=1(3)} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot d_{12(23)}}{L^2 \cdot G_R \cdot b}} \quad \text{für } i = 1, 3$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \frac{38}{2} + 17 + \frac{39}{2} = 55,5 \text{ mm}$$

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E}$$

mit

A_i = Fläche der Teilquerschnitte

E_i = Elastizitätsmodul der Längslagen i ($E_0 = 11.000 \text{ N/mm}^2 = E_1 = E_2 = E_3$)

α_i = Abstände der Schwerachsen der Teilquerschnitte von der Spannungsnulllinie in mm

b = Querschnittsbreite in mm

L = Systemlänge in mm

$d_{12(23)}$ = Dicke der Querlage zw. den Längslagen 1/2 (bzw. 2/3 oder 3/4) in mm

G_R = Rollschubmodul ($0,1 \cdot G_{mean} = 69,0 \text{ N/mm}^2$)

Maßgebend wird Stab 37 mit $\min N_d = -259,3 \text{ kN}$

$$\gamma_{i=1,3} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot d_{12(23)}}{L^2 \cdot G_R \cdot b}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 320 \cdot 39 \cdot 17}{2010^2 \cdot 69 \cdot 320}} = 0,795$$

$$I_{ef} = \sum (I_i + \gamma_i \cdot A_i \cdot \alpha_i^2) = 2 \cdot \left(\frac{320 \cdot 39^3}{12} + 0,795 \cdot 39 \cdot 320 \cdot 55,5^2 \right) + \frac{320 \cdot 38^3}{12} = 6,57 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

5.2.2 Nachweis für mittigen Druck

$$\beta_c = 0,2 \quad \text{für Vollholz und Balkenschichtholz}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{ef}}{A_{ges}}} = \sqrt{\frac{6,57 \cdot 10^7}{320 \cdot (2 \cdot 39 + 38)}} = 42,1 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{i} = \frac{2010}{42,1} = 47,8$$

$$\lambda_{\text{rel,c}} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{47,8}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{21,0}{\frac{2}{3} \cdot 11.000}} = 0,814$$

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel,c}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel,c}}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,2 \cdot (0,814 - 0,3) + 0,814^2] = 0,882$$

$$k_{c,y} = \min \left\{ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel,c}}^2}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{1}{0,882 + \sqrt{0,882^2 - 0,814^2}}; 1 \right\} = 0,817$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{2,537 \cdot 10^5 / (320 \cdot (2 \cdot 39 + 38))}{0,817 \cdot 14,5} = 0,59 < 1$$

5.3 Nachweis der Untergurte auf Zug (+ Biegung)

5.3.1 Maßgebende Schnittgrößen (GZT) und Querschnittswerte

$$\begin{aligned} \max N &= 598,9 \text{ kN} \\ \max M &= 3,39 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Im Nettoquerschnitt Schwächung durch maximal 4 Holzschrauben $\varnothing 16 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{\text{netto}} &= 260 \cdot (260 - 4 \cdot 16) = 50.960 \text{ mm}^2 \\ W_{\text{netto}} &= 260^2 \cdot (260 - 4 \cdot 16) / 6 = 2,21 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

5.3.2 Nachweis

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{5,99 \cdot 10^5 / 50.960}{13,5} + \frac{3,39 \cdot 10^6 / 2,21 \cdot 10^6}{19,4} = 0,95 < 1$$

5.4 Nachweis der Obergurte auf Druck (Knicken) + Biegung - Ersatzstabverfahren

5.4.1 Maßgebende Schnittgrößen (GZT) und Querschnittswerte

$$\begin{aligned} \min N &= -592,2 \text{ kN} \\ |\max M| &= 11,4 \text{ kNm} \\ A &= 260 \cdot 260 = 67.400 \text{ mm}^2 \\ W &= 260^2 \cdot 260 / 6 = 2,93 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Untersucht wird nur das Knicken in Binderebene. Das Knicken aus der Binderebene wird durch eine kontinuierliche Abstützung verhindert.

$$\begin{aligned} s_k &= 3150 \text{ mm} \\ i &= 0,289 \cdot 260 = 75,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.4.2 Ermittlung der Knickbeiwerte

$$\beta_c = 0,2 \quad \text{für Brettschichtholz und Holzwerkstoffe}$$

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{3150}{75,1} = 41,9$$

$$\lambda_{\text{rel,c}} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{\text{c},0,\text{k}}}{E_{0,05}}} = \frac{41,9}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26,5}{\frac{2}{3} \cdot 12.600}} = 0,750$$

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_{\text{c}} \cdot (\lambda_{\text{rel,c}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel,c}}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,2 \cdot (0,750 - 0,3) + 0,750^2] = 0,804$$

$$k_{\text{c,y}} = \min \left\{ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel,c}}^2}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{1}{0,804 + \sqrt{0,804^2 - 0,750^2}}; 1 \right\} = 0,915$$

5.4.3 Nachweis

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{\text{c},0,\text{d}}}{k_{\text{c,y}} \cdot f_{\text{c},0,\text{d}}} + \frac{\sigma_{\text{m},\text{y},\text{d}}}{f_{\text{m},\text{y},\text{d}}} = \frac{5,92 \cdot 10^5 / 67.400}{0,915 \cdot 18,3} + \frac{11,4 \cdot 10^6 / 2,93 \cdot 10^6}{19,4} = 0,73 < 1$$

6 Bemessung der Verbindungen nach DIN 1052:2004-08 und Band 8 der Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau

Für die Verbindungen werden ausschließlich auf Zug in Schafftrichtung beanspruchte Holzschrauben $\varnothing 16$ mm der Länge $L = 800$ mm mit einem Gewinde nach DIN 7998 benutzt (Tragfähigkeitsklasse 2A).

Die Holzschrauben werden in Achsrichtung der Diagonalen in die Querlagen eingedreht. Das Fachwerkssystem wurde so gewählt, dass beim Anschluss an die Gurte der Winkel zur Faserrichtung des Holzes $\alpha \geq 45^\circ$ beträgt.

Die Einschraublänge in den Diagonalen ist damit

$$l_{\text{ef}} \geq L - \sqrt{2} \cdot h_{\text{G}} = 800 - \sqrt{2} \cdot 240 = 460 \text{ mm}$$

6.1 Verbindungsmittelabstände der Holzschrauben

6.1.1 Für Brettschichtholz (nach DIN 1052:2004-08, Tabelle 10)

Alle Angaben beziehen sich auf den Schwerpunkt des in Holz eingedrehten Schraubenteiles.

$$a_1 = 5 \cdot d = 5 \cdot 16 = 80 \text{ mm}$$

$$a_2 = 3 \cdot d = 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

$$a_{1,\text{c}} = 7 \cdot d = 7 \cdot 16 = 112 \text{ mm}$$

$$a_{2,\text{c}} = 3 \cdot d = 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

6.1.2 Für die Schmalflächen im Brettsperrholz

$$a_1 = a_{1,\text{c}} = 5 \cdot d = 5 \cdot 16 = 80 \text{ mm}$$

$$a_2 = a_{2,\text{c}} = 3 \cdot d = 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

6.2 Stahltragfähigkeit der Holzschrauben

$$R_{ax,k} = \frac{\pi}{4} \cdot f_{u,k} \cdot d_k^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 800 \cdot 13^2 = 106.000 \text{ N}$$

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k}}{\gamma_m} = \frac{106.000}{1,25} = 84.800 \text{ N}$$

6.3 Auszieh Widerstand der Holzschrauben

Für die Füllstäbe (Diagonalen) ergibt sich dann

Mit $\alpha = 0^\circ$

und $f_{l,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 70 \cdot 10^{-6} \cdot 400^2 = 11,2 \text{ N/mm}^2$

$$R_{ax,k} = f_{l,k} \cdot d \cdot l_{ef} = 11,2 \cdot 16 \cdot l_{ef}$$

$$\Rightarrow R_{ax,d} = k_{mod} \cdot \frac{R_{ax,k}}{\gamma_m}$$

Für die Gurte (GL28h) ergibt sich

$$R_{ax,k} = \frac{f_{l,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{\sin^2 \alpha + \frac{4}{3} \cdot \cos^2 \alpha}$$

mit $f_{l,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 70 \cdot 10^{-6} \cdot 410^2 = 11,8 \text{ N/mm}^2$

Durch die gewählten Abmessungen wird immer die Einschraublänge in den Gurten maßgebend. Die maßgebende Schraubentragfähigkeit für die einzelnen Diagonalananschlüsse ergibt sich zu:

Stab Nr.:	Stabkraft	Anschlusswinkel	Einschraublänge im Gurt	Schraubentragfähigkeit	Anzahl der Holzschrauben		
	N_d [N]	α [°]	l_{ef} [mm]	$R_{ax,d}$ [N]	erf n	gew n	vorh n
37	-253,7	45,0	368	47.938	5,4	6	2x3
38	184,4	46,3	360	46.887	4,0	4	2x2
39	-174,0	46,1	361	47.044	3,8	4	2x2
40	105,6	49,1	344	44.847	2,5	4	2x2
41	-100,0	48,5	347	45.260	2,3	4	2x2
42	44,3	51,5	332	43.314	1,0	2	2x1
43	-41,0	50,7	336	43.804	0,9	2	2x1
44	-14,9	53,7	323	42.060	0,3	2	2x1
45	16,5	52,7	327	42.613	0,3	2	2x1

7 Weitere Nachweise

7.1 Auflagerpressung

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (l_1 \geq 2h ; l \leq 400 \text{ mm})$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{131 \cdot 10^3}{(360 + 30) \cdot 260} = 1,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{1,31}{1,75 \cdot 2,08} = 0,36 < 1$$

7.2 Bestimmung der Ersatzlasten auf den Aussteifungsverband

$$k_1 = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{l}} \right\} = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{28,2}} \right\} = 0,729$$

$$q_d = k_1 \cdot \frac{n \cdot N_d}{30 \cdot l} = 0,729 \cdot \frac{608,4}{30 \cdot 28,2} = 0,524 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{Binder}$$

Das sind nur ca. 57% der Last bei einem BSH-Satteldachbinder

7.3 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

7.3.1 Eingangswerte

$$k_{def} = 0,8 \quad (\text{NKL 2})$$

$$\psi_2 = 0 \quad (\text{Schnee})$$

7.3.2 Ermittlung der elastischen Anfangsverformungen

$$\text{elast. Anfangsverformung aus g:} \quad W_{G,inst} = 11,4 \text{ mm}$$

$$\text{elast. Anfangsverformung aus s:} \quad W_{Q,inst} = 31,6 \text{ mm}$$

7.3.3 Ermittlung der Endverformungen

$$W_{G,fin} = W_{G,inst} \cdot (1 + k_{def}) = 11,4 \cdot (1 + 0,8) = 20,5 \text{ mm}$$

$$W_{Q,fin} = W_{Q,inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 31,6 \cdot (1 + 0 \cdot 0,8) = 31,6 \text{ mm}$$

$$W_{fin} = W_{G,fin} + W_{Q,fin} = 20,5 + 31,6 = 52,1 \text{ mm}$$

7.3.4 Nachweise der empfohlenen Grenzwerte

- Durchbiegung in der charakteristischen Bemessungssituation

$$W_{Q,inst} = 31,6 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{28,2 \cdot 10^3}{300} = 94 \text{ mm}$$

$$W_{fin} - W_{G,inst} = 52,1 - 11,4 = 40,7 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{28,2 \cdot 10^3}{200} = 141 \text{ mm}$$

- Durchbiegung in der quasi-ständigen Bemessungssituation

$$W_{fin} - w_0 = 52,1 - 0 = 52,1 \text{ mm} < \frac{l}{200} = \frac{28,2 \cdot 10^3}{200} = 141 \text{ mm}$$

8 Zusammenfassung der Ausnutzungsgrade

- Nachweis der Diagonalen auf Zug 0,65
- Nachweis der Diagonalen auf Druck 0,59
- **Nachweis der Untergurte auf Zug** **0,95**
- Nachweis der Obergurte auf Druck + Biegung 0,73
- Auflagerpressung 0,36
- Nachweise der Gebrauchstauglichkeit
 - $W_{Q,inst}$ 0,37
 - $W_{fin} - W_{G,inst}$ 0,29
 - **$W_{fin} - W_0$** **0,37**

9 Materialbedarf je Binder

Stab Nr.:	Material	Länge [mm]	Höhe [mm]	Breite [mm]	Anzahl Schrauben	Materialbedarf	
						m ³	Schrauben
1-9	GL28h	14120	260	260	-	1,91	-
19-27		14100				1,91	
37	BSPH	2010	150	320	2 x 6	0,19	24
38		2010		240	2 x 4	0,14	16
39		2130		260	2 x 4	0,17	16
40		2130		240	2 x 4	0,15	16
41		2260		260	2 x 4	0,18	16
42		2260		160	2 x 2	0,11	8
43		2390		160	2 x 2	0,11	8
44		2390		160	2 x 2	0,11	8
45		2520		160	2 x 2	0,12	8
55		1300		160	2 x 2	0,06	8

Materialbedarf/Binder:

auf der sicheren Seite liegende Schätzung, da für die Stablängen die Längen der Systemlinien im Stabwerksmodell angesetzt wurden.

GL28h	ΣL	=	56,44 m
	ΣV	=	3,82 m ³
BSPH	ΣL	=	42,80 m
	ΣV	=	1,35 m ³
Holzschrauben Ø16-800	Σ	=	128 Stück

Literatur

Blaß, H. J.; Bejtka, I.; Uibel, T.: Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 4, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2006

Blaß, H. J.; Uibel, T.: Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz, Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 8, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2007

Prof. Dr.-Ing. habil. Ulf Nürnberger



Universität Stuttgart
Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Pfaffenwaldring 4
70569 Stuttgart
Tel.: 0711 535848
Fax: 0711 5305189
E-Mail: ulf.nuernberger@t-online.de

Studium der Metallkunde, TU Clausthal

1968 – 1973	Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Braunschweig
1972	Promotion
1974 – 2007	Otto-Graf-Institut Universität Stuttgart
1984 – 1990	Leiter des Referates „Korrosion im Bauwesen“
1987	Habilitation (Korrosion im Bauwesen)
1990 – 2003	Leiter der Abteilung „Bauchemie und Bautenschutz“
1995	Ernennung zum apl. Professor
2003 – 2007	Leiter des Fachbereiches „Erhaltung von bauten und Anlagen“ und stellvertretender Direktor der MPA Universität Stuttgart
derzeit seit 2007	Professor an der Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen freiberufliche Tätigkeit als Sachverständiger für „Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen“

Korrosionsverhalten der Baumetalle ...

... in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz

1. Einleitung

Metallische Verbindungen und Anschlüsse an tragenden Holzbauteilen kommen im Regelfall mit der Atmosphäre in Berührung und stehen gleichzeitig, zumindest abschnittsweise, mit dem Baustoff Holz in Berührung. In der Atmosphäre entscheiden das jeweils am Bauteil bzw. Verbindungsmittel vorherrschende Klima im Zusammenhang mit vorhandenen Luftverschmutzungen, ob und welchem Maße Feuchte und Schadstoffe auf das Bauteil einwirken. Beim Holz entscheidet primär sein Wassergehalt über dessen Korrosivität. Feste Baustoffphasen, so auch Holz, greifen Metalle in der Regel nämlich nicht an. Deshalb gelten folgende Bedingungen für Korrosion:

- Ein zu beachtender Korrosionsangriff ist nur möglich, wenn die im Baustoff enthaltenen kapillar-, poren- oder kanalförmigen Hohlräume freies Wasser enthalten.
- Des Weiteren muss durch den Hohlraumanteil des Baustoffes der zur Aufrechterhaltung der Korrosion notwendige Sauerstoff zur Metalloberfläche nachdiffundieren können, was bei in Holz eingebetteten Metallteilen im Regelfall möglich ist.
- Darüber hinaus müssen für bestimmte Korrosionssysteme (beispielsweise Aluminium oder nichtrostender Stahl im Kontakt mit einem Elektrolyten) passivitätshemmende oder passivitätszerstörende Bedingungen vorliegen. Solche Stoffe sind beispielsweise Chloride oder Säuren.
- In allen Korrosionsfällen wirkt sich erschwerend aus, wenn das Wasser metallaggressive Bestandteile aus dem Baustoff löst (bei Holz können das bestimmte Holzschutzmittel oder Essigsäure sein) oder den Antransport von Schadstoffen (beispielsweise Tausalze) aus der Bauteilumgebung erleichtert.

Da solche Voraussetzungen in den meisten Fällen nicht vorliegen, ist die Korrosionsbelastung durch Baustoffe wie auch Holz meist noch geringer als jene aus der Atmosphäre.

2. Korrosionsbelastung in der Atmosphäre [1,2]

2.1 Innenräume

Innerhalb von geschlossenen Gebäuden kommen metallische Bauteile und Verbindungsmittel im Regelfall nicht mit wässrigen Korrosionsmedien in Berührung und die Schadstoffbelastung ist abgesehen von Sondernutzungen gering. Eine **erhöhte Feuchte in Innenräumen** kann beispielsweise folgende Ursachen haben

- Nutzungsbedingt kann die Luftfeuchte andauernd erhöht sein (Feuchträume, Viehställe).

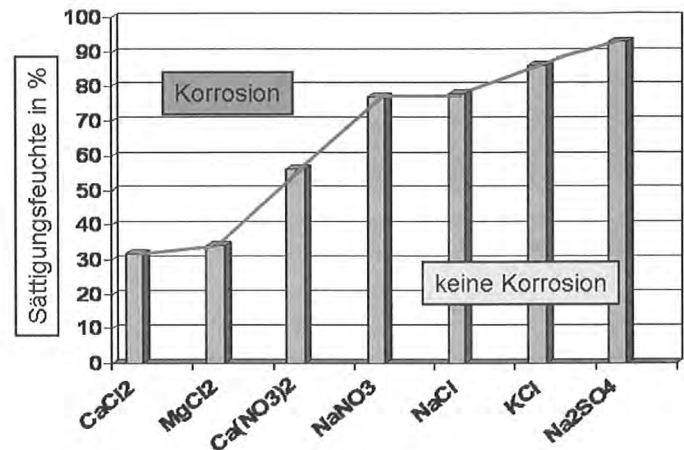


Bild 1 Hygroscopisches Verhalten einiger Neutralsalze und Einfluss hygroskopisch reagierender Salzpartikel auf die Metallkorrosion

- Bei instationären Klimaverhältnissen kann sich in Verbindung mit Wärmebrücken infolge Taupunktunterschreitung Kondenswasser bilden.
- Sich ablagernde hygroskopisch reagierende Salze fördern auch in Abwesenheit von Wasser die Elektrolytbildung.

Die genannten Einflüsse führen je nach Intensität zu einer mehr oder weniger starken Durchfeuchtung berührender poröser Baustoffe (Holz), insbesondere wenn eine Austrocknung behindert ist.

Erhöhte Schadstoffgehalte können in Innenräumen folgende Ursachen haben:

- Nutzungsbedingt liegt ein erhöhter Schadstoffgehalt (Gase, Aerosole) vor (z. B. Industriegebäude, Hallenschwimmbäder, Salzlager).
- Durch das hygroskopische Verhalten von Salzen können auch in „trockenen“ Innenräumen hochkonzentrierte, wässrige Salzlösungen geschaffen werden.

Die genannten Schadstoffe können von außen zusammen mit Wasser in poröse Baustoffe eindringen und sich dort durch Austrocknung und Wiederbefeuchtung aufkonzentrieren. In poröse Baustoffe eingedrungenes flüssiges Wasser kann durch Reaktion auch Schadstoffe freisetzen (beispielsweise Essigsäure in Holz).

Hygroskopisches Verhalten

Ein in Innenräumen oder beispielsweise hinter vorgehängten Fassaden zu beachtender Aspekt ist das hygroskopische Verhalten von Neutralsalzen, die auch in trockenen Innenräumen kritische Korrosionsbedingungen schaffen können. Unter „hygroskopisch“ versteht

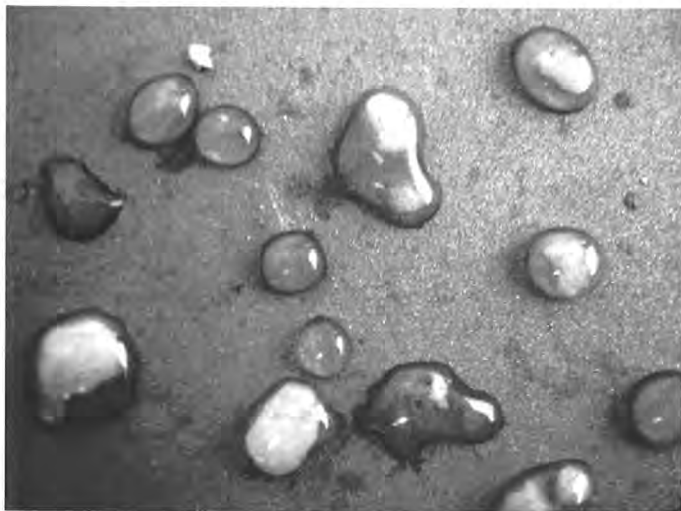


Bild 2 Calciumchlorid auf Blech aus Stahl 1.4401 in trockener Luft ($\approx 45\%$ r. F.) nach 6 Stunden

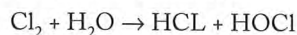
man das Verhalten eines Salzes, aus der Luft dampfförmiges Wasser zu binden und als Flüssigwasser auszuscheiden. Als ausgeprägt hygroskopische Substanzen fördern einige Salze auch bei geringen relativen Luftfeuchten die Bildung wässriger Lösungen. Bei der sogenannten Sättigungsfeuchte (*Bild 1*), einer für jedes Salz charakteristischen Luftfeuchte, bilden diese gesättigte Salzlösungen. Oberhalb der Sättigungsfeuchte nimmt das Salz bei steigender relativen Feuchte weiter Wasser auf und „zerfließt“. Mit dieser zusätzlichen Wasseraufnahme geht eine zunehmende Verdünnung der Salzlösung einher. Nach Überschreiten der Sättigungsfeuchte kann somit bei Metallen im Kontakt mit Aerosolen mit der Bildung eines Elektrolyten und mit Korrosion gerechnet werden. Calciumchlorid und Magnesiumchlorid, die anteilmäßig in Meeressalz oder Streusalz enthalten sein können, haben eine Sättigungsfeuchte von wenig mehr als 30 %. Das heißt, sie bilden bereits in sehr trockener Luft gesättigte und somit äußerst korrosionsaggressive Salzlösungen (*Bild 2*). Natriumchlorid hat mit einer Sättigungsfeuchte von 78 % ein erheblich geringer ausgeprägtes hygroskopisches Verhalten. Gesättigte Salzlösungen bildet dieses Salz erst in einem feuchteren Klima.

Hallenschwimmbäder

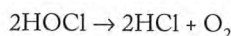
Die Schwimmhallenatmosphäre ist insbesondere im Zusammenhang mit einer Anwendung nichtrostender Stähle bedeutsam, nachdem schwerwiegende Schäden infolge Spannungsrisskorrosion an nicht ausreichend hoch legierten Werkstoffen aufgetreten sind [1,3,4]. Dagegen ist beispielsweise bei verzinkten Stählen [4,5] und auch bei kupferfreiem Aluminium im Regelfall nicht mit einem starken Korrosionsangriff zu rechnen. Eine Schädigung durch Spannungsrisskorrosion ist auszuschließen. Die hohe Aggressivität der Schwimmhallenatmosphäre entsteht einerseits durch den hohen Neutralsalzgehalt der Luft und andererseits durch die Desinfektionsbehandlung des Badewassers.

Über Konvektion werden hygroskopisch reagierende Salze wie NaCl und $MgCl_2$, gelöst in feinsten Wassertröpfchen, aus dem Badewasser ausgetragen und lagern sich zusammen mit Stäuben auf Metallteilen ab.

In solchen, sich ablagernden Feststoffen wurden in üblichen Schwimmbädern bis zu 5 Massen-% Chlor gefunden; in einem Mineralbad wurden 18 Massen-% und in einem Solebad 40 Massen-% Chlor gemessen [1]. Zum Desinfizieren von Schwimmbadwasser sind verschiedene Verfahren im Einsatz, von denen das Chlorgasverfahren am häufigsten angewendet wird. Gemäß der Reaktion



kann in der Hallenluft enthaltenes Chlor zusammen mit Wasser Salzsäure und hypochlorige Säure bilden. Letztere ist wegen ihrer starken Oxidationswirkung das eigentliche Desinfektionsmittel. Sie zerfällt in Wasser nach



zu Salzsäure und Sauerstoff. Auf diese Weise entsteht auf der Bauteiloberfläche durch Anreicherung ein saurer und salzhaltiger Elektrolyt mit hoher Ionenkonzentration, falls die Oberfläche nicht gereinigt oder mit Wasser umspült wird.

2.2 Außenatmosphäre

Freie Bewitterung

Eine Außenbewitterung ist gekennzeichnet durch

- Feuchte (wasserdampfhaltige) Luft, gelegentlichen Regen und die Möglichkeit einer Tauwasserbildung,
- Emissionen mit Anteilen von Schadgasen, vor allem Schwefeldioxid, und Staub,
- Chloridaerosole im Meeresbereich und Tausalzspritzwasser bzw. Tausalznebel neben taumittelbehandelten Verkehrsflächen.

Eine Besonderheit der atmosphärischen Korrosion ist die Bildung extrem dünner Elektrolytfilme auf der Werkstoffoberfläche und der regelmäßige Ablauf von Feucht-/Trocken-Zyklen durch Betauung und Niederschläge. In Abwesenheit hygroskopischer Salze auf der Metalloberfläche ist eine Kondensation von Wasser und damit die Bildung dünner Elektrolytfilme allerdings nur nahe 100 % Luftfeuchte möglich. In Gegenwart von Salzen als Folge einer Adsorption von Verunreinigungen aus der Atmosphäre ist der Gleichgewichtspartialdruck von Wasser aber deutlich abgesenkt und dünne Elektrolytfilme bilden sich schon bei geringerer relativer Feuchte. Wegen dieser Zusammenhänge nimmt die Korrosion der Metalle in der freien Atmosphäre mit steigender Luftfeuchtigkeit und Temperatur sowie dem Gehalt gasförmiger und/oder fester Verunreinigungen in der Luft zu. Unterhalb 60 % relativer Feuchte ist die Korrosion der Baumetalle sehr gering und vernachlässigbar. In Mitteleuropa herrscht gemäßigttes Klima, wobei beispielsweise für eine Stadt wie Stuttgart die in *Bild 3* genannten Klimawerte charakteristisch sind.

Insbesondere für an sich korrosionsbeständige bzw. korrosionsgeschützte Bauteile bzw. Befestigungsmittel steht bei der Beurteilung des Korrosionsverhaltens die Schadstoffbelastung der örtlichen Umgebung im Vordergrund [4, 5]. Einerseits beschleunigen hohe Konzentrationen an chloridhaltigen Aerosolen, an sauren Gasen wie Schwefeldioxid und an Staubbelastungen in Verbindung mit Feuchte und erhöhten Tempe-

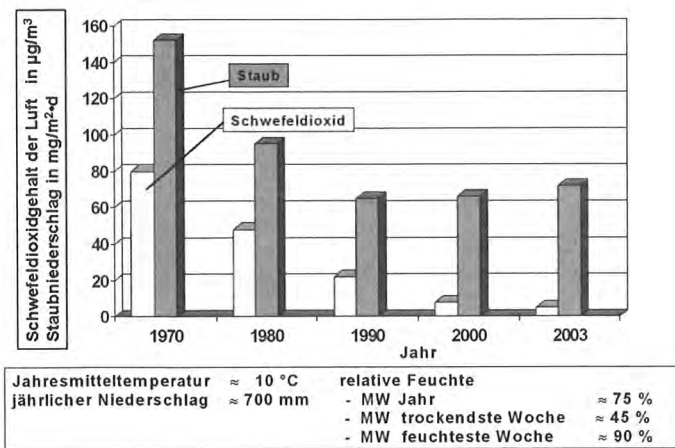


Bild 3 Schwefeldioxidgehalte und Staubbiederschläge (Jahresmittelwerte) sowie Angaben zum Klima in der Innenstadt von Stuttgart zwischen 1970 und 2003 [2]

raturen bei allen Baumetallen stets den Korrosionsprozess. Andererseits begünstigt Feuchte/Wasser für sich allein bei einigen zu Passivierung neigenden Metallen wie Aluminium und nichtrostenden Stahl die Korrosion nur unwesentlich bzw. gar nicht.

Kennzeichnend für die Korrosivität der Atmosphäre ist vorrangig die **Schwefeldioxidkonzentration** der Luft. Erhöhte Mengen dieses Schadgases sind am ehesten in einer Stadt- und Industriatmosphäre in Kombination mit anderen Schadstoffen (Staub, Ruß) anzutreffen. Eine erhöhte Luftfeuchtigkeit erhöht die Korrosivität in Anwesenheit von Schwefeldioxid. Der Einfluss eines schädlichen SO₂-Gehaltes auf die Korrosion der Baumetalle, beispielsweise in einer städtischen Atmosphäre, wird allerdings heutzutage häufig überschätzt, da keine hohen Konzentrationen dieses Schadgases mehr vorliegen. In den zurückliegenden zwei Jahrzehnten hat sich der SO₂-Gehalt der Luft, vor allem aber in den städtischen Ballungsräumen, drastisch reduziert. Beispielsweise in Stuttgart, wo wegen der Kessellage eine Luftstagnation vorherrscht, lagen die aus dem Hausbrand resultierenden Gehalte an SO₂ früher zwischen 200 und 2 000 µg/m³ (Messung nach Schikorr 1960). In Industrieluft wurden zwischen 1 000 und 10 000 µg/m³ gemessen. Dagegen standen die geringen Schwefeldioxidgehalte in sog. Landluft mit 10 bis 100 µg/m³. Heutzutage werden in mitteleuropäischen Großstädten mittlere SO₂-Konzentrationen von unter 10 µg/m³ gemessen (Bild 3).

Feststoffe liegen als Salz und Staub oder Mischungen aus beiden vor. Bei den Salzen sind vor allem die **Chloridsalze** sehr korrosionswirksam. Bei zu Passivität neigenden Baumetallen können Chloridionen Loch- und Spaltkorrosion hervorrufen, da sie in der Lage sind, die Passivschichten zu zerstören. Salzhaltige Aerosole entstehen in Meeresnähe oder durch den Einsatz von Tausalz. In der Atmosphäre von Küstengebieten ist vor allem Natriumchlorid zu finden. Meerwasser wird in feinsten Verteilung als „Aerosol“ (feste und flüssige Teilchen von 0,1 bis 100 µm Durchmesser) vom Wind auf das Land getragen und schlägt sich auf Konstruktionen nieder. Hohe Gehalte an Aerosolen sind jedoch nur im Spritzwasser des Meeres oder in Brandungsnähe zu finden. Bereits

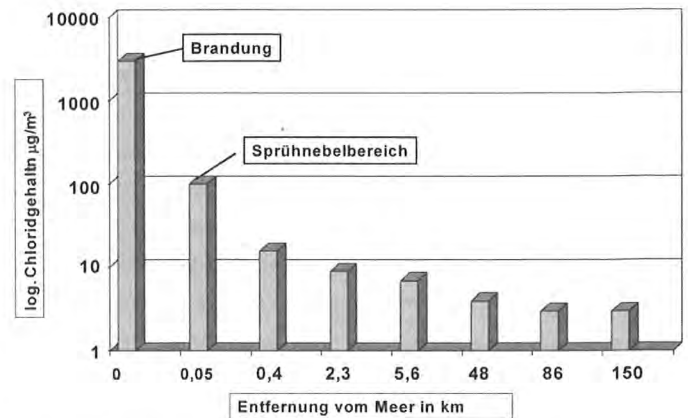


Bild 4 Chloridgehalte in der „Meeres-Atmosphäre“ (Barton)

wenige Kilometer landeinwärts sind die Gehalte gegenüber üblichen Werten in der Luft nur noch leicht erhöht (Bild 4).

Chloride in hohen Konzentrationen treten weiterhin auf in Salznebeln nahe von tausalzbehandelten Straßen und Brücken. Gestreut werden vor allen NaCl, daneben aber auch MgCl₂ und CaCl₂. Die maximale Ausdehnung des Spritzwasserbereiches neben verkehrsreichen Straßen beträgt im innerstädtischen Bereich etwa bis zu 10 m, die Reichweite des geringer belastenden Sprühnebelbereiches wird mit etwa 10 bis 30 m von der gestreuten Straße angenommen, wobei jedoch die Intensität mit zunehmender Entfernung von der Straße zurückgeht. Neben gestreuten Autobahnen mit vermehrter Tausalzbelastung und höherer Geschwindigkeit der Kraftfahrzeuge können die im Sog von Fahrzeugen höher aufgewirbelten Salze bei Unterstützung durch Wind nach eigenen Untersuchungen auch bis zu 100 m weit gelangen. Neutralsalze mit hohen Anteilen von Natriumchlorid findet man auch in der Atmosphäre von Schwimmbädern (siehe oben) und von Tunneln und in manchen industriellen Emissionen.

Stäube, mit einer Größe der Dispersionen zwischen 0,1 bis etwa 300 µm, entstehen aus Abgasen der Energieerzeugung, aus der industriellen Produktion oder auch durch Wind hervorgerufenen Transport von Erdstoffen. Bei dem derzeit in der Diskussion befindlichem Feinstaub handelt es sich um (lungengängige) Teilchen bis etwa 10 µm. Solche Feinstaubbelastungen resultieren vorzugsweise aus Dieselmotoren, Reifenabrieb und zum überwiegenden Teil aus Innenräumen, vornehmlich Raucherhaushalten. In erster Linie die gröbere Staubteilchen können Schadstoffe und Wasser speichern und als Ablagerung die Korrosion beeinflussen. Während beispielsweise in den 50er Jahren Staubemissionen noch einen wesentlichen Einfluss auf die atmosphärische Korrosion ausübten, sind diese heute nur noch von untergeordneter Bedeutung. Der Gehalt an Staubbiederschlag in der Innenstadt von Stuttgart in den letzten Jahrzehnten geht aus Bild 3 hervor.

Bei Korrosion im Freien kann eine **Beregnung** zwar durch Zuführen eines Elektrolyten und Abtrag von korrosionshemmenden Korrosionsprodukten die Korrosion fördern. Allerdings werden durch Beregnung

auch Schmutz und Salzablagerungen entfernt, was die Korrosion behindert. Der letztgenannte Einfluss ist meistens dominierend, so dass in nicht berechneten Bereichen häufig ein stärkerer Korrosionsbefall vorgefunden wird als in direkt bewitterten.

Insgesamt gesehen ist, abgesehen von einer extremen Korrosionsbelastung unmittelbar am Meer, in chemisch belasteten Innenräumen, in Hallenschwimmbädern (siehe oben) oder beispielsweise in Tunneln die Korrosionsgefährdung der für Befestigungsmittel bzw. deren Überzüge verwendeten Baumetalle bei atmosphärischer Korrosionsbelastung gering. Gravierende, die Tragfähigkeit einschränkende Situationen oder gar Schadensfälle treten abgesehen von den genannten möglichen Ausnahmen praktisch nicht auf. Dem Autor ist nur eine Ausnahme bekannt geworden. Befestigungsmittel aus zinkreichem Messing (z. B. CuZn37) können bereits in normaler Stadtatmosphäre innerhalb weniger Jahre einen Tragfähigkeitsverlust infolge Entzinkung erleiden und Messing ist als einziger Konstruktionswerkstoff für Befestigungsmittel bereits in normal verunreinigter Luft anfällig für Spannungsrisskorrosion [5].

Hinterlüftete Außenwandbekleidungen [2,6]

Hinterlüftete Außenwandbekleidungen nach DIN 18516 [7] sind ein Beispiel für die Anwendung von Verbindungsmitteln im Kontakt mit Holz (Unterkonstruktion) im Außenbereich, jedoch sind diese nicht direkt bewittert. Die korrosive Belastung hinter der Bekleidung im Luftspalt und bei Kontakt mit Baustoffen resultiert zunächst aus dem Makroklima außerhalb der Fassade (siehe oben, freie Bewitterung). Des Weiteren sind bauphysikalische Parameter des Wandaufbaus (Transport und Verteilung von Wärme und Feuchtigkeit) und chemische Einwirkungen aus (feuchten) Baustoffen zu beachten. Korrosionsbedingte Gefährdungen sind am ehesten dann zu erwarten, wenn aus dem Feuchtehaushalt hinter der Bekleidung eine schädliche Durchfeuchtung des berührenden Holzes resultiert und das Metall/der Überzug des Befestigungsmittels empfindlich auf diesen Zustand reagiert.

Feuchtehaushalt

Hinterlüftete Außenwandbekleidungen schützen vor einer Durchfeuchtung infolge Schlagregen und bieten Vorteile für das Raumklima (Wärmeschutz im Sommer, Kälteschutz im Winter) und das Korrosionsverhalten der Befestigungsmittel. Durch die große Breite des hinterlüfteten Spaltes ist eine durch Schlagregen bedingte Durchfeuchtung einer Wärmedämmung oder Holzunterkonstruktion gering, bei starker Schlagregenbeanspruchung und ungünstiger Exposition des Gebäudes aber auch nicht völlig auszuschließen.

Berechnungen zum Tauwasseranfall in Wänden werden üblicherweise für den stationären Fall geführt. Stationäre Verhältnisse werden auch den in der DIN 4108-3 [8] angestellten Überlegungen zugrund gelegt. Hier werden nur Mittelwerte der Temperatur und des Wasserdampfdrucks verwendet mit der Forderung, dass über ein ganzes Jahr gesehen das gesamte Tauwasser wieder aus der Wand verdunsten bzw. abgeführt werden muss. Im instationären Fall der relativ schnellen Temperaturschwankungen (z. B. zwischen Tag und Nacht) stellt sich tatsächlich kein solcher, idealisierter Zustand ein und aus sogenannten instationären

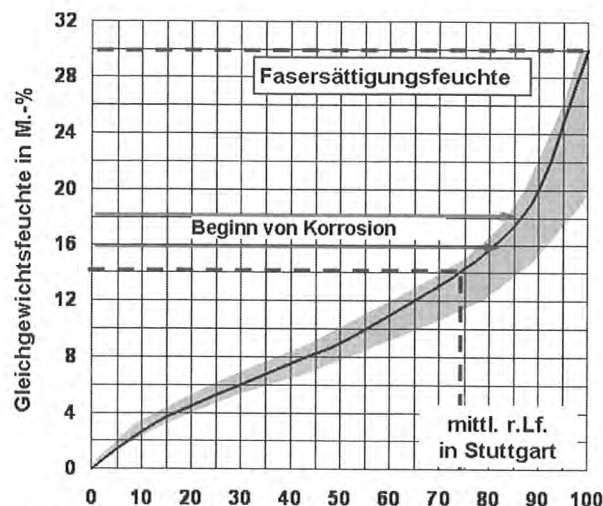


Bild 5 Sorptionsisotherme für Fichtenholz bei 20° C

Fällen mit vorübergehender, intensiver Kondenswasserbildung ergeben sich temporäre Korrosionsbelastungen von metallischen Bauteilen und Verbindungsmitteln. Ungünstig wirken sich dabei Wärmebrücken im Fassadenbereich aus. Es existieren eine Reihe von klimatischen Einflüssen, welche Kondenswasserbeanspruchung durch instationäre Verhältnisse begünstigen und zu einer zumindest vorübergehenden intensiven Kondenswasserbildung innerhalb der Wand führen können [2]. Auch durch die Belüftung selbst kann warmfeuchte Luft aus dem Außenbereich in den Luftspalt gelangen und sich dort auf kälteren Baustoffen niederschlagen. Durch Abtropfen oder Abfließen kann dieses beträchtliche Feuchteerhöhungen z. B. im Dämmstoff oder auch in hölzernen Unterkonstruktionen zur Folge haben [9]. Die Feuchtigkeitsanreicherung in porösen Baustoffen im Hinterlüftungsbereich aufgrund der genannten Einflüsse ist auf jeden Fall kritischer einzustufen als infolge einer Wasserdampfdiffusion aus dem Gebäudeinnern.

Schadstoffgehalt

Korrosiv wirkende Stoffe wie saure Gase, aber auch die korrosions-schädlichen Chloride, können sich hinter einer Bekleidung anreichern, falls zusammen mit Feuchte in ausreichend hohen Konzentrationen von außen angeboten. Sich ablagernde Chloridsalze erfüllen in diesem Zusammenhang auch in Abwesenheit von Flüssigwasser als hygroscopische Substanzen eine wichtige Voraussetzung für Korrosion, in dem sie (auch bei geringen relativen Feuchten der Luft) die Elektrolytbildung fördern (Abschn. 2.1).

Während eine Chloridbeanspruchung durch Meeresluft bei einer Außenwandbekleidung in Meeresnähe relativ gleichmäßig über die gesamte Bauwerkshöhe erfolgt, wirkt Tausalz bei der Fassade entlang einer salzbehandelten Straße vor allem in Bodennähe. Durch die Strömung im hinterlüfteten Spalt können salzhaltige Teilchen theoretisch über mehrere Stockwerke nach oben transportiert werden.

2.3 Kontakt mit Holz [1, 10]

Für die korrosive Belastung metallischer Bauteile im Kontakt mit porösen Baustoffen (Wärmedämmstoff, Holz) ist von erheblicher Be-

Korr. kateg.	Chloridbelastung			SO ₂ - Belastung		
	gering	bis 10	> 5 km vom Meer	gering	bis 25	ländliche Atmosphäre
C2	mäßig	5 - 15	5 - 1 km vom Meer	mäßig	25 - 100	belastete Stadt- und Industrieatmosphäre
C4	stark	10 - 100	1 km - 50 m vom Meer, Sprühnebel 10 - 100 m neben Straße	stark	100 - 1.000	stark belastete Industrieatmosphäre
		größer 100	Brandung Offshore			
C5	sehr stark		Spritzwasser 0 - 10 m neben Straße	sehr stark	1000 - 50.000	Industriebetrieb, sehr stark belastete Atmosph.

Tabelle 1 Korrosivitätskategorien für Außenatmosphären nach DIN EN ISO 12944-2 [11] und korrosive Belastung typischer Regionen (Zahlenangaben: Anhaltswerte der Literatur in µg/m³ Außenluft)

deutung, ob diese in ihren inneren Poren und Hohlräumen das für die Korrosion erforderliche freie Wasser enthalten. Wenn kein Wasser an die Oberfläche herangeführt und durch kapillares Saugen aufgenommen wird, stellt sich stets eine vergleichsweise niedrige Ausgleichsfeuchte ein. Die Baustoffe sind dann „trocken“ und im Kontakt mit Baumetallen ist eine schädigende Korrosion meist ausgeschlossen.

Holz verhält sich als offenzelliger Baustoff im Kontakt mit Feuchtigkeit ähnlich wie ein offenzelliger Wärmedämmstoff. Es kann bei entsprechendem Angebot Wasser kapillar und über Wasserdampfdiffusion aufnehmen, dieses binden und es gibt diese Feuchte nur langsam wieder ab. Bei steigender relativer Luftfeuchte reichert sich gebundenes Wasser zunächst in den Zellwänden des Holzes an. Oberhalb der Fasersättigungsfeuchte (etwa 30 Massen-% Wasser bei Nadelhölzern) liegt freies Wasser in den Zellräumen vor. Metallkorrosion im Kontakt mit Holz erfordert eine Holzfeuchte von mindestens 16 bis 18 Massen-% Wasser. Dieses erfordert, bezogen auf eine Temperatur von 20° C, eine relative Luftfeuchte von rund 80 bis 85 % (Bild 5). Bei Bewitterung sind Feuchten im Holz oberhalb 20 Massen-% möglich. Verstärkte Metallkorrosion im Kontakt mit Holz erfordert jedoch eine Feuchte von > 30 Massen-%.

Aus diesen Zusammenhängen ist abzuleiten, dass z. B. bei überdachten oder gegen Bewitterung geschützten Holzkonstruktionen Korrosionsvorgänge bei Metallteilen im Kontakt mit Holz eine eher vernachlässigbare Rolle spielen, da sich auf Dauer zu geringe Wassergehalte im Holz einstellen. Aber selbst bei Metallteilen im Kontakt mit bewittertem Holz ist keine stärkere Korrosion als bei direkt bewitterten Metallteilen zu erwarten (Abschn. 4.1).

Manche Holzsorten können bei Durchfeuchtung und unterstützt durch erhöhte Temperaturen sauer reagieren. Holz enthält Essigsäure, die als Ester an Zellulose gebunden ist. Bei Anwesenheit von Wasser können die Ester hydrolysieren und Essigsäure freisetzen. Wässrige Auszüge weisen je nach Holzart pH-Werte zwischen 3,3 und 3,9 (Eiche) bzw. 4,3 und 5,3 (Nadelhölzer) auf.

Korr. kateg.	typische Umgebung		Korrosionsbelastung
C1	geheizte Innenräume	trockenes Klima, keine Verunreinigungen	unbedeutend
C2	ungeheizte Innenräume, offene Hallen, Lager	Kondensation möglich, keine Verunreinigungen	gering
C3	Produktionsräume, Viehställe	hohe Feuchte/Kondensat, geringe Verunreinigungen	mäßig
C4	Chemieanlagen, Hallenschwimmbäder, intensiv genutzte Feuchträume, Bootschuppen über Meerwasser	hohe Feuchte / Kondensat und mäßige Verunreinigungen (saure Schadgase, Meeres-aerosole)	stark
C5-I	industrielle Gebäude/Bereiche	hohe Feuchte / Kondensat, starke Verunreinigungen mit vor allem Schadgasen	sehr stark
C5-M	Küsten-, Offshore-bauten, Salzlager	hohe Feuchte / Kondensat, starke Verunreinigungen mit vor allem Aerosolen / Salz	sehr stark (Meer)

Tabelle 2 Korrosivitätskategorien für Innenatmosphären nach DIN EN ISO 12944-2 [11]

3. Regelwerke

DIN EN ISO 12944-2 [11]

Bei der Freibewitterung von Baumetallen haben vor allem der Atmosphärentyp (Land-, Stadt-, Industrie-, Meeresatmosphäre) und die örtlichen klimatischen Bedingungen Einfluss auf die Art und den Umfang eines Korrosionsangriffes. Auf der Basis neuerer Messungen wurden in der DIN EN ISO 12944-2 [11] sowohl für den Außenbereich (Tabelle 1) als auch Innenbereich (Tabelle 2) Korrosivitätskategorien definiert und diesen wurden typische Umgebungen zugeordnet. Dieses soll dem mit der Materie Korrosion nicht so vertrauten Ingenieur eine grobe Abschätzung der in einem speziellen Fall vorliegenden atmosphärischen Belastung ermöglichen, um hieraus einerseits das zu erwartende Korrosionsverhalten eines Metalls abschätzen und die sachgerechte Wahl eines geeigneten Korrosionsschutzsystems treffen zu können. Die Angaben zur Außenatmosphäre sind in der Norm jedoch sehr unpräzise. Um die Einstufung einer Korrosivitätskategorie und die Festlegung des erforderlichen Korrosionsschutzes zu erleichtern, wurden die Angaben zur korrosiven Belastung durch Schwefeldioxid und Chloridsalze durch Zahlenwerte typischer Regionen bzw. Korrosionsbelastungen erweitert (Tabelle 1) [2,6].

Die Zusammenhänge zeigen, dass es im baulichen Bereich vielerlei Möglichkeiten gibt, bei welchen Feuchte sowie schwefeldioxidhaltige Gase und Chloridsalze an Baukonstruktionen gelangen können. Schließt man bei Bauwerken im Außenbereich allerdings:

- die z. B. in Deutschland kaum noch vorkommenden industriellen Bereiche mit aggressiven und vor allem SO₂-angereicherten Schadgasemissionen (C4 und C5),
- sowie unmittelbare Küstenbereiche mit starker bis sehr starker Salzbelastung C4 und C5 (weit unter 5 % der Landfläche Deutschlands),
- und die unmittelbare Nähe von taumittelbehandelten Verkehrsflächen mit hohem Verkehrsaufkommen (C4 und C5) aus, so entfällt bei Freibewitterung auf mehr als 95 % der deutschen Landfläche nur eine Atmosphäre mit geringer bis mäßiger Korrosionsbelastung C2 bzw. C3.

DIN 18516-1 [7]

Baustoffe, die mit Tauwasser in Berührung kommen, dürfen nicht durch Korrosion geschädigt werden. Es wird daher in DIN 4108-3 [8] die Forderung gestellt, dass zur Vermeidung von Korrosionsschäden die anfallende Tauwassermenge zu begrenzen ist und über einen bestimmten Zeitraum gesehen das gesamte, z. B. innerhalb einer Wand in flüssiger oder gasförmiger Form anfallende, Wasser wieder aus der Wand abgeführt werden muss.

Die DIN 18516 [7] für hinterlüftete Außenwandbekleidungen nennt hierzu eine Reihe konstruktiver Regeln, welche z. B. den Schlagregenschutz betreffen. Zur Reduzierung einer erhöhten Baufeuchte und Luftfeuchte im Spalt, weiterhin zur Abführung von eventuell eingedrungenem Niederschlag und von Tauwasser an der Innenseite der Bekleidung sowie zur kapillaren Trennung der Bekleidung von der Wärmedämmung bzw. der Wandoberfläche ist eine Hinterlüftung erforderlich. Bei Hinterlüftung resultiert eine erzwungene vertikale Luftbewegung im Spalt, die sowohl thermisch bedingt ist, als auch durch Wind ausgelöst werden kann. Dadurch soll der Wasserdampfpartialdruck der Luft im Spalt auf Dauer begrenzt, d. h. an die Außenatmosphäre angeglichen werden. Im Baustoff oder auf Oberflächen abgeschiedenes Wasser wird dabei in erster Linie über Verdunstung abgeführt. Diese Anforderung wird in der Regel erfüllt, wenn die Außenwandbekleidung mit einem Abstand von mindestens 20 mm vor der Außenwand angeordnet wird. Der geforderte Abstand soll auch ausschließen, dass ein großflächiger Kontakt zwischen der Bekleidung und der Wand bzw. Wärmedämmung und letztlich auch einer Unterkonstruktion aus Holz stattfindet und Tauwasser wieder kapillar von der Rückseite der Vorsatzschale in die genannten Baustoffe zurückgeleitet wird.

Bei Fassadenkonstruktionen, die diesen feuchtetechnischen Anforderungen (Nachweis der Sicherheit gegen Kondensation und Tauwasserfreiheit im Hinterlüftungsbereich und anfallende Feuchtigkeit muss wieder abgeführt werden) genügen, sollte man bei einwandfreiem Witterungsschutz normalerweise davon ausgehen, dass die Korrosionsbeanspruchung metallener Befestigungsmittel im Bereich hinter der Bekleidung eher geringer ist als bei Freibewitterung.

Die für Befestigungsmittel von hinterlüfteten Außenwandbekleidungen nach DIN 18516-1 zugelassenen Werkstoffe bzw. Korrosionsschutzsysteme sind in *Tabelle 3* aufgeführt. Beispielsweise die Verwendung von verzinktem Stahl ist für den Außenbereich nicht erlaubt. Bei den nichtrostenden Stählen wird in Anlehnung an die Zulassung dieser Werkstoffe (siehe unten) bei der Werkstoffauswahl zwischen zugänglichen und nicht zugänglichen Konstruktionen bzw. Befestigungs- und Verbindungsmitteln unterschieden. Es sind Befestigungsmittel aus zinkreichem Messing erlaubt, obwohl dieser Werkstoff in der am meisten verwendeten Zusammensetzung (etwa CuZn37) bereits unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen zu Entzinkung mit einhergehendem Festigkeitsverlust und zu Spannungsrisskorrosion neigt [1]. Die Anforderungen an den Korrosionsschutz sind nicht konform mit jenen an Bauteile für Befestigungsmittel für Holzkonstruktionen nach DIN 1052 [35] (siehe unten).

	DIN 18516 Fassaden	DIN 1052 Holzbauwerke		
	Außenbereich ≈ C2 und C3 nach DIN 12944	Nkl. 1 sowie Nkl. 2 bei geringer Korros.belastung ≈ C1 bzw. C2 DIN EN ISO 12944	Nkl. 2 bei mäßiger Korros.belastung ≈ C3 DIN EN ISO 12944	Nkl. 3 sowie Nkl. 2 bei starker Korros.belastung ≈ C4 und C5-I DIN EN ISO 12944
Holzfeuchte, typische Anwendung	bewitterte Konstr. in Stadtklima	5-15 % bzw. 10-20% trock. Innenräume, offene Hallen	Produktionsräume, Viehställe	12-24% bzw.10-20%, bewitterte Bauteile, Nassräume, Hallenbäder
Stahl ungeschützt	nicht erlaubt	erlaubt	erlaubt	nicht erlaubt
Verzinkung	nicht erlaubt	7 – 55 µm	7 – 55 µm z.T. gelbchromatiert	55 µm
Beschichtung, Duplexsystem	Beschichtung nach DIN 12944		20 µm Zink plus Beschichtung nach DIN 55928-8	Beschichtung nach DIN 12944 und DIN 55928-8
nicht-rostender Stahl	zugängliche Konstr. Widerst.klasse II unzugängl. Konstr., Widerst.klasse III			nichtrostender Stahl Widerstandsklasse III bzw. IV
Aluminium	z.B. AlMgSi 0,5 AlMg2,5	Kupfer- freie	Legierungen	aggress. Atmosph.: beschichtet
Kupferwerkstoffe	z.B. Reinkupfer Messing CuZn37			

Tabelle 3 Mindestanforderungen an den Korrosionsschutz für metallische Bauteile und Verbindungsmittel bei hinterlüfteten Fassaden nach DIN 18516-1 [7] und Holzbauwerken nach DIN 1052 [12]

DIN 1052 [12]

Die DIN 1052 [12] unterscheidet in Abhängigkeit von der baulichen Situation und Feuchtebeanspruchung im Hinblick auf eine Korrosionsgefährdung von Bauteilen und Verbindungsmitteln für Holzkonstruktionen drei Gefährdungsklassen, in welche sich drei Nutzungsklassen einordnen, die wiederum Bezug nehmen auf die Korrosivitätskategorien C1 bis C5 nach DIN EN ISO 12944-2 [11]. Als Maßnahmen gegen Korrosion kommen Metallüberzüge und/oder Beschichtungen oder die Verwendung geeigneter, nichtrostender Stähle in Betracht.

Die Nutzungsklasse 1 ist gekennzeichnet durch ein Klima mit etwa 20 °C und einer relativen Luftfeuchte, deren Höhe nur für wenige Wochen pro Jahr einen Wert von 65 % übersteigt, wie z. B. in allseitig geschlossenen und beheizten Bauwerken. Unter solchen Bedingungen stellt sich bei Hölzern erfahrungsgemäß im Mittel nur eine sehr geringe Feuchte ein; das Holz ist praktisch „trocken“ und im Kontakt mit Baumetallen entsteht keine Korrosion.

Die Nutzungsklasse 2 ist gekennzeichnet durch ein Klima mit etwa 20 °C und einer relativen Luftfeuchte, deren Höhe nur für wenige Wochen pro Jahr einen Wert von 85 % übersteigt, wie z. B. bei überdachten offenen Bauwerken. Unter solchen Bedingungen stellt sich bei Hölzern erfahrungsgemäß im Mittel nur eine Feuchte bis etwa 20 Massen-% ein; auch diese Feuchte im Holz reicht nicht aus, um im Kontakt mit Baumetallen nennenswerte Korrosion zu bewirken.

Die Nutzungsklasse 3 erfasst Klimabedingungen, die zu höheren Luftfeuchten führen können als in Nutzungsklasse 2 angegeben, z. B. bei Konstruktionen, die der Witterung ausgesetzt sind.

Die DIN 1052 stellt in den drei Gruppen folgenden Bezug zu den Korrosivitätskategorien C1 bis C5 der DIN EN ISO 12944-2 (Tabellen 1 und 2) her:

- I: Nutzungsklassen 1 und 2, letztere bei unbedeutender oder geringerer Korrosionsbelastung,
 - entspricht den Korrosivitätskategorien C1 bzw. C2,

II: Nutzungsklasse 2 bei mäßiger Korrosionsbeanspruchung
 - entspricht der Korrosivitätskategorie C3,

III: Nutzungsklasse 3 und 2, letztere bei starker Korrosionsbelastung,
 - entspricht den Korrosivitätskategorien C4 und C5-I.

Tabelle 3 nennt für die bezeichneten Gruppen I bis III bzw. die zugehörigen Korrosivitätskategorien die erforderlichen Korrosionsschutzmaßnahmen für metallische Bauteile und Verbindungsmittel für den Holzbau und vergleicht diese mit den Anforderungen der DIN 18516-1 [7] für hinterlüftete Außenwandbekleidungen. Die Anforderungen an den Korrosionsschutz sind nach beiden Normen (DIN 1052 bzw. DIN 18516-1) recht unterschiedlich, obwohl die Anwendungsbereiche vergleichbar sind oder gar sich überschneiden. Auffällig ist:

- Nach DIN 1052 ist beispielsweise die Verzinkung als Korrosionsschutz unter Bedingungen wie Dauerfeuchte und Außenbereich zugelassen, nach DIN 18516 werden hierfür ausdrücklich höherwertigere Schutzmaßnahmen verlangt.
- Unter aggressiven Bedingungen, wie sie beispielsweise in Viehställen vorherrschen, sind nach DIN 1052 Zinkdicken von 7 µm erlaubt, wobei unter diesen Verhältnissen jedoch Zinkabtragungen bis zu 2 µm/Jahr zu berücksichtigen sind.
- Aluminium ist in DIN 1052 nicht geregelt, obwohl Verbindungsmittel im Holzbau vielfach aus diesem Werkstoff hergestellt werden. Kupferfreie Aluminiumlegierungen könnten jedoch in allen Nutzungsklassen Verwendung finden, wobei Feuchte allein oder Kontakt mit feuchtem Holz diesen Werkstoff nicht zerstörend angreift.
- Die erforderlichen Korrosionsschutzmaßnahmen der DIN 1052 erscheinen aus hiesiger Sicht nicht immer ausreichend. Eine Verzinkung würde ein erhöhtes Gefahrenpotential darstellen, wenn bestimmungsgemäß oder im Störfall Kontakt mit feuchtem/nassen Holz besteht.

Zulassung nichtrostende Stähle [13]

In der bauaufsichtlichen Zulassung Z-30.3.6 „Bauteile und Verbindungsmittel aus nichtrostenden Stählen“ des DIBT in Berlin [13] wird ausschließlich die technische Korrosionsbeständigkeit (sicherheitsrelevante Aspekte des Korrosionsschutzes) und nicht die dekorative Beständigkeit (z. B. Verfärbungen durch Korrosionsprodukte) behandelt und geregelt. Für Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen sind im Sinne der Zulassung Wanddickenabnahmen durch Loch- bzw. Spaltkorrosion und die Spannungsrisskorrosion von Bedeutung.

Die in der bauaufsichtlichen Zulassung aufgeführten Stahlsorten erfüllen Anforderungen an bestimmte Korrosionsbelastungen und sind in Widerstandsklassen eingeteilt (*Tabelle 4*). Für Innenräume kommt der Einsatz von Stählen einer Widerstandsklasse I in Frage. Für normal bewitterte Konstruktionen (z. B. hinterlüftete Außenwandbekleidungen) sind Stähle einer Widerstandsklasse II und III zu berücksichtigen. Die zutreffenden, typischen Umgebungen entsprechen der Korrosivitätskategorie C2 und C3. Stähle einer Widerstandsklasse IV kommen nur für Sonderanwendungen (Korrosivitätskategorien C4 und C5) zum Einsatz.

Werkstoff-Nr.	Kurzname	Widerstandsklasse	Korrosionsbelastung und typische Anwendungen
1.4003 1.4016	X2Cr 11 X6Cr 17	I	Innenräume, unbedeutende Korrosionsbelastung
1.4318 1.4567 1.4301 1.4541	X2CrNiN 18-7 X3CrNiCu 18-9 X5CrNi 18-10 X6CrNiTi 18-10	II entspricht C2	zugängliche Konstruktionen ohne nennenswerte Gehalte an Chloriden und Schwefeldioxid (geringe Korrosionsbelastung)
1.4401 1.4404 1.4571 1.4439	X5CrNiMo 17-12-2 X2CrNiMo 17-13-2 X6CrNiMoTi 17-12-2 X2CrNiMoN 17-13-5	III entspricht C3	unzugängliche Konstruktionen mit mäßiger Chlorid- und Schwefeldioxidbelastung
1.4462 1.4539 1.4529 1.4565 1.4547	X2CrNiMoN 22-5-3 X1NiCrMoCuN 25-20-5 X1NiCrMoCuN 25-20-7 X3CrNiMnMoNbN 23-17-5-3 X1CrNiMoCuN 20-18-7	IV entspricht C4/C5	Konstruktionen mit hoher Korrosionsbelastung durch Chloride und Schwefeldioxid (auch bei Aufkonzentration der Schadstoffe, z. B. bei Bauteilen in Meerwasser und in Straßentunneln)

Tabelle 4 Einteilung der Stähle für das Bauwesen in Widerstandsklassen, ausgenommen Hallenschwimmbäder, C2 bis C5: siehe Tabellen 1 und 2

Bei Bauteilen und Verbindungsmitteln für Anwendungen nach DIN 18516 [16] und DIN 1052 [35] nehmen Werkstoffe einer Widerstandsklasse II und III eine zentrale Bedeutung ein, obwohl gerade Dübel im Betonbau meist aus höherwertigeren Werkstoffen einer Widerstandsklasse IV (Werkstoff-Nr. 1.4529) hergestellt werden und in aggressiven Sonderklimaten stets höherwertigere Stähle einer Widerstandsklasse IV gefordert werden.

Die Widerstandsklasse II bedeutet geringe Anforderungen an den Korrosionsschutz. Hierzu gehören zugängliche Fassadenkonstruktionen ohne nennenswerte Beanspruchung mit Schadstoffen (Chloride, Schwefeldioxid). Für Verbindungsmittel im Holzbau finden diese Werkstoffe Verwendung, wenn keine besonderen Schadstoffe angreifen.

Die Widerstandsklasse III bedeutet mäßige Anforderungen an den Korrosionsschutz. Typische Anwendungen sind Konstruktionen mit mäßiger Chlorid- und Schwefeldioxidbelastung aus Industrie, Verkehr sowie Meeresatmosphäre. Auch alle unzugänglichen Konstruktionen werden mindestens in diese Widerstandsklasse eingeordnet. Im Holzbau finden diese Werkstoffe Anwendung für Bauteile und Verbindungsmittel in der Nutzungsklasse 3 sowie Nutzungsklasse 2 bei starker Korrosionsbelastung.

Eine schädliche Aufkonzentration der Schadstoffe muss ausgeschlossen sein, sonst ist die Widerstandsklasse IV erforderlich. Insgesamt lässt die Definition der Korrosionsbelastung einen relativ breiten Spielraum, da Begriffe wie „gering, mäßig und hoch“ nicht ausreichend quantifiziert sind, was bei Anwendern zu Verunsicherungen führt. Es empfiehlt sich daher die Übernahme einer Einteilung der Umgebungsbedingungen nach Korrosivitätskategorien im Sinne der DIN EN ISO 12944-2 [11] und eine Kennzeichnung der Atmosphären etwa im Sinne der Angaben in den *Tabellen 1 und 2*.

4. Korrosion der Baumetalle in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz [1]

4.1 Verzinkter Stahl

Es existieren mehrere Möglichkeiten einer Aufbringung von Zink auf Stahl in Form von Baustahl, Blech oder Befestigungselementen. Die entstehenden metallischen Überzüge unterscheiden sich je nach Verfahren durch deren Aufbau und Dicke. Vor allem die Schichtdicke ist für die Dauer des Korrosionsschutzes von Bedeutung. Die aus unlegiertem Zink erzeugten traditionellen Überzüge werden mit folgenden Verfahren erstellt:

Stückverzinkung

Baustähle werden bei der Stückverzinkung kurzfristig in eine Zinkschmelze von 460 °C eingetaucht. Bei dieser Feuerverzinkung erfolgt eine metallurgische Reaktion von Zink und Stahl und die Bildung von Eisen-Zink-Legierungsschichten. Beim Herausziehen der Bauteile aus dem Zinkbad überlagert eine Reinzinkauflage die Legierungsschicht. Die Gesamtdicke des metallischen Überzuges liegt je nach Stahlsammensetzung, Bauteildicke, Verzinkungsbedingungen etc. größenordnungsmäßig bei 100 bis 150 µm. Mechanische Verbindungsmittel für die Befestigungstechnik werden häufig im Hochtemperaturbereich um 550 °C verzinkt und die Zinkdicke beträgt etwa 50 µm.

Bandverzinkung

Bänder (Bleche) werden überwiegend im Schmelztauchverfahren feuerverzinkt, daneben durch elektrolytische Abscheidung von Zink. Zur Herstellung von feuerverzinktem Band wird meist das Sendzimirverfahren, ein modifiziertes kontinuierliches Verfahren angewendet. Die Schichtdicke des nahezu ausschließlich aus Reinzink bestehenden Überzuges liegt zwischen 10 und 40 µm je Blechseite.

Galvanisches/elektrolytisches Verzinken

Kleinteile für die Befestigungstechnik werden häufig galvanisch verzinkt. Die Dicke des aus Reinzink bestehenden Überzuges liegt häufig zwischen 5 und 15 µm. Im Durchlaufverfahren elektrolytisch verzinkte Bänder (im Bauwesen meist für den Innenausbau verwendet) weisen Zinkdicken von etwa 2,5 bis 10 µm auf.

Schutzwirkung in der Atmosphäre [1, 14,15]

Zink und Zinküberzüge auf Stahl sind bei Angriff natürlicher Medien (Atmosphäre, Wasser, Böden) und bei Kontakt mit feuchten Baustoffen aufgrund einer Ausbildung schützender Deckschichten aus festen Korrosionsprodukten im allgemeinen sehr korrosionsbeständig. An der Atmosphäre entsteht unter der Einwirkung der Luftfeuchte zunächst Zinkhydroxid, das mit dem Kohlendioxid der Luft zu basischem Zinkcarbonat umgewandelt wird. Dieses Reaktionsprodukt ist schwer wasserlöslich und bildet somit eine Schutzschicht (Deckschicht). Die Deckschichten übernehmen den Schutz des Zinks und behindern die Zinkkorrosion. Durch diese Korrosionsbeständigkeit wird bei einer Verzinkung auch der darunter befindliche Stahl vor Korrosion geschützt. Mit der Zeit wird diese Schutzschicht durch Witterungseinflüsse abgetragen und aus dem Zinkuntergrund ständig erneuert, was letztlich eine Flächenkorrosion des Zinks bewirkt. Dieser Abtrag erfolgt über

Korros.kateg. Korros.belastg	typische Umgebung	Dickenabnahme in µm			
		Fe	Zn	Al	Cu
C1 unbedeutend	trockenes Innenraumklima	≤ 1,3	≤ 0,1	0	≤ 0,1
C2 gering	Landatmosphäre	1,3 bis ≤ 25	0,1 bis ≤ 0,7	≤ 0,2	0,1 bis ≤ 0,6
C3 mäßig	belastete Stadt- und Industrieatmosphäre	25 bis ≤ 50	0,7 bis ≤ 2,1	0,2 bis ≤ 0,7	0,6 bis ≤ 1,3
	Küstenbereiche bis 1 km entfernt				
C4 stark	stark belastete Industrieatmosphäre	50 bis ≤ 80	2,1 bis ≤ 4,2	0,7 bis ≤ 1,8	1,3 bis ≤ 2,8
	Küstenbereiche km bis 50m entfernt				
C5-I sehr stark	sehr stark belastete Industrieatmosphäre	80 bis ≤ 200	4,2 bis ≤ 8,4	1,8 bis ≤ 3,6	2,8 bis ≤ 5,6
C5-M sehr stark	Küste: Brandung und Offshore-Bereiche				

Tabelle 5 Dickenabnahmen von Metallen nach dem ersten Jahr einer Auslagerung [11]

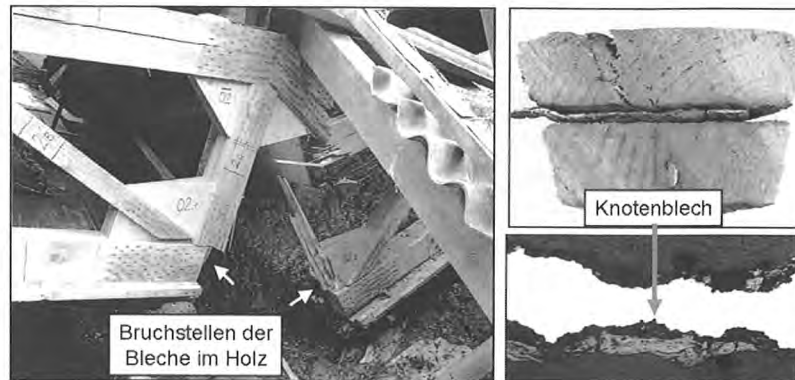


Bild 6 Eingestürzter Holz-Fachwerkhölzler in unzureichend gelüftetem Rinderstall nach 19 Jahren; Ursache: durchkorrodierte Knotenbleche aus sendzimirverzinktem Blech bei Kontakt mit nassem Holz

größere Zeiträume gemittelt mit zeitlich konstanter Korrosionsgeschwindigkeit, falls die Korrosionsbedingungen gleich bleiben. Ob und in welchem Umfang Zink den Stahl schützt, hängt also davon ab, ob sich im entsprechenden Medium oder bei Kontakt mit einem Baustoff Deckschichten ausbilden und ob diese auch unter Berücksichtigung von umgebungsbedingten Veränderungen stabil bleiben.

In Luft steht zwar in ausreichendem Maße Sauerstoff für die Korrosion zur Verfügung; jedoch ist der Wasserdampfgehalt der Luft nur dann ausreichend hoch, wenn die relative Feuchte der Luft etwa 70 % überschreitet. Die Geschwindigkeit der Zinkkorrosion nimmt daher mit dem Wasserdampfgehalt der Luft zu. In einem trockenen Innenraumklima mit relativen Luftfeuchten unter 70 % tritt keine relevante Flächenkorrosion bei verzinkten Stahlteilen auf.

Zink ist ein amphoterer Metall. Es löst sich besonders stark in sauren (pH < 5) und in hochalkalischen wässrigen Lösungen (pH > 12). Im feuchten Beton liegt die kritische pH-Grenze aufgrund einer Ausbildung schützender Deckschichten bei pH 13,5. Im mittleren pH Bereich von 5 bis 12 ist die Korrosionsgeschwindigkeit des Zinks vergleichsweise niedrig.

Schadstoffe, wie im wässrigen Angriffsmedium gelöste Chloride und Schwefeldioxid, können die Zinkauflösung begünstigen. Eine quantitative Beurteilung des Korrosionsverhaltens verzinkter Bauteile in einem vorherrschenden Klima unter Berücksichtigung zusätzlicher Korrosions-

belastungen gestatten die Angaben in DIN EN ISO 12944 [11]. Gemäß den Korrosivitätskategorien der Atmosphäre C1 bis C5 (Tabellen 1 und 2) werden jährliche Abtragungen für verschiedene Metalle angegeben. Es gilt zu beachten, dass die genannten Abtragsraten die anfängliche Korrosion bei Bewitterung nach dem ersten Jahr der Auslagerung beschreiben. Langzeitig sind die Korrosionsabzehrungen eher noch geringer, da die Korrosionsgeschwindigkeit aus kinetischen Gründen zeitlich abnimmt. Die Abtragungen der wichtigsten Baumetalle einschließlich Zink unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen sind in Tabelle 5 aufgeführt. Für die überwiegend vorkommenden Kategorien C2 und C3 liegen die maximal zu erwartenden jährlichen Zinkabtragungen bei 0,7 bzw. 2,1 µm/Jahr. In korrosionsbelasteten Klimaten, die jedoch zumindest für Mitteleuropa als eher untypisch angesehen werden können, wäre der jährliche Zinkabtrag höher. Bei einer Zinkauflage von beispielsweise mindestens 100 µm würde dann die Lebensdauer der Verzinkung für eine Korrosivitätskategorie C3 theoretisch mindestens 50 Jahre betragen, was einem vergleichsweise hochwertigen Korrosionsschutz entspricht. Die in Tabelle 5 genannten Zinkabtragungen setzen voraus, dass die Oberfläche bewittert wird. D. h., es erfolgt eine Beanspruchung mit feuchter Luft oder in relativ kurzzeitigem Wechsel mit Wasser oder Luft, damit zu jeder Zeit das Kohlendioxid der Luft an die Oberfläche gelangen kann und zur Zinkcarbonatbildung zur Verfügung steht.

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1,10]

Im häufig nassem Zustand muss besonders bei unlegiertem Stahl und Zink bzw. verzinktem Stahl mit einem stärkeren Korrosionsabtrag gerechnet werden. Bei Zinkoberflächen ist das Korrosionsverhalten bei häufiger bis ständiger Anwesenheit eines wässrigen Korrosionsmediums (Regen, Kondenswasser, dauerfeuchter Baustoff) und bei erschwertem Abtrocknen (fehlende Belüftung, behinderter Kohlendioxidzutritt) generell ungünstig. Solche Bedingungen liegen vor, wenn die verzinkten Oberflächen in losem Kontakt mit porösen, durchfeuchteten bis durchnässeten Baustoffen wie Wärmedämmstoff oder Holz stehen, oder wenn verzinkte Bauteile untereinander Spalte bilden, die Wasser enthalten. Unter diesen Verhältnissen können sich keine schützenden

Klima	mittl. Holzfeuchte M.-%	Korrosion µm/a
trockener Innenraum	<< 10	< 1
75 – 80 % rel. Luftfeuchte	16 -18	≈ 1
Freibewitterung	20 - 30	≈ 2
ständig nass, pH ≈ 5	> 30	bis 50

Tabelle 6 Korrosionsverhalten von verzinktem Stahl in Kontakt mit Holz

carbonatischen Deckschichten bilden bzw. vorhandene hydroxidische Deckschichten werden schnell abgetragen. In einer dauerfeuchten Umgebung und bei erschwertem Luftzutritt liegen die Zinkabtragsgeschwindigkeiten erheblich höher als in Tabelle 5 für den normal bewitterten Zustand genannt. Dünne Zinküberzüge von z. B. galvanisch verzinkten Kleinteilen oder von sendzimirverzinkten Blechen werden dann innerhalb weniger Wochen bis Monate völlig abgetragen und der ungeschützte Stahl wird stark angegriffen (Bild 6). In eigenen Schadensuntersuchungen wurden bei Dauerkontakt mit nassem Holz Abtragsraten zwischen 50 und 100 µm/Jahr nachgewiesen.

Eine besondere Belastung durch die genannten Baustoffe wäre im feuchten/nassen Zustand insbesondere dann gegeben, wenn diese passivitätshemmende oder -zerstörende Stoffe (Chloridionen hinreichender Konzentration und/oder Säuren) enthalten würden. Manche Holzsorten können bei Durchfeuchtung und unterstützt durch erhöhte Temperaturen sauer reagieren. Holz enthält Essigsäure, die als Ester an Zellulose gebunden ist. Bei Anwesenheit von Wasser können die Ester hydrolysieren und die Essigsäure freisetzen. Nasse Hölzer sind daher in besonderer Weise in der Lage, im Kontakt mit verzinkten Teilen das Zink verstärkt anzugreifen..

Tabelle 6 zeigt Ergebnisse zum Zinkabtrag im Kontakt mit Holz, die im Zusammenhang mit einem Schadensgutachten gewonnen wurden. In trockenen und auch nach außen hin offenen Innenräumen sowie bei Freibewitterung liegen die Korrosionsabtragungen aller Baumetalle, einschließlich verzinkter Stahl bzw. Zink, im Kontakt mit Holz in derselben Größenordnung wie ohne Kontakt. Nach [10] bestehen hinsichtlich abtragender Korrosion folgende Verhältnisse im Korrosionsabtrag bzw. Abtragungsraten bei frei bewitterten Baumetallen:

unleg. Stahl	: Zink	: Messing	: Aluminium	nichtrost. Stahl
35	: 9	: 3	: 1	
11 µm/a	2,8 µm/a	0,9 µm/a	0,3 µm	keine Korrosion

Für mit Salzlösungen imprägnierte Hölzer kann bei erhöhter Holzfeuchte bei kritischen Metall-/Salzkombinationen eine Korrosionsverstärkung um den Faktor 2 bis 3 eintreten. Jedoch kommt die korrosive Wirkung bestimmter Holzschutzchemikalien erst bei erhöhten Holzfeuchten zum tragen. Deren korrosionsfördernder Einfluss wird jedoch häufig überschätzt. Bei verzinkten Oberflächen können chloridhaltige Mittel und Kupfersalze die Korrosion am ehesten verstärken.

4.2 Aluminium

Aus Knetlegierungen des Aluminiums (Oberbegriff für Reinaluminium sowie Aluminiumlegierungen) wird Halbzeug (Bleche, Profile, Bänder) und aus Gusslegierungen werden Gussteile hergestellt. Genutzte Eigenschaften sind vor allem die vergleichsweise hohe Korrosionsbeständigkeit der kupferfreien Legierungen gegenüber allen normalen Einflüssen der Atmosphäre, gegenüber chloridhaltigen Lösungen (tausalzhaltiges Wasser, Meerwasser) und zahlreichen anderen



Bild 7 Ringkeildübel GD- AlSi9Cu3 aus tausalzbehandelter Holzbrücke nach 5 Jahren

Medien, die für ein Leichtmetall günstigen Festigkeitseigenschaften und die Möglichkeit einer Herstellung von Strangpresslegierungen [16]. Das Aussehen und der Korrosionsschutz können durch anodische Oxidation (farbige Eloxalschichten) und Aufbringen von Kunststoffbeschichtungen verbessert werden. Bei der anodischen Oxidation werden in geeigneten Elektrolyten auf Bauteilen (Halbzeug, Gussteile) aus Aluminium bis zu etwa 25 μm dicke harte und abriebfeste Oxidschichten erzeugt. Diese Schichten sind im pH-Bereich 4 bis 9 recht beständig, wodurch letztlich auch das Korrosionsverhalten bei Bewitterung verbessert wird.

Korrosionsverhalten in der Atmosphäre [1, 17]

Kupferfreies Aluminium wird im Bauwesen schwerpunktmäßig unter atmosphärischer Korrosionsbeanspruchung eingesetzt. Der Bewitterung ausgesetzte Aluminiumbauteile können Jahrzehnte ihren Zweck erfüllen, ohne dass eine Zerstörung durch Korrosion stattfindet. Dieses vorteilhafte Verhalten ist auf die Bildung sehr dichter, oxidischer Deckschichten zurückzuführen, die in Wasser praktisch unlöslich und in normaler Atmosphäre sehr beständig sind. Die oxidischen Deckschichten des Aluminiums behindern aber auch mögliche kathodische Teilreaktionen, da die Schichten als elektrische Nichtleiter den Abfluss der Elektronen stark behindern. Kupferhaltiges Aluminium, vielfach wegen seiner erhöhten Festigkeit angewendet, erleidet unter korrosi-

onsfördernden Bedingungen sogenannte Schichtkorrosion (Bild 7) und gilt als hochgradig korrosionsgefährdet. Es sollte für tragende Bauteile im Freien an sich nicht eingesetzt werden.

In feuchter Atmosphäre wird die Oxidschicht von einer porösen Aluminiumhydroxidschicht überlagert. Diese Schicht verleiht dem Aluminium ein mattes Aussehen. Bei zunehmender Aggressivität der Atmosphäre überlagern sich bei nur geringem Metallabtrag weiterhin voluminöse Korrosionsprodukte aus Aluminiumhydroxid. Infolge von Schmutzeinlagerungen kann insbesondere bei nicht beregneten Oberflächen eine hell- bis dunkelgraue und unansehnliche Einfärbung der Oberfläche eintreten. Diese i. a. unvermeidbaren Veränderungen der Oberfläche bei Bewitterung machen deshalb im Fall dekorativer Ansprüche eine Oberflächenbehandlung von Aluminium notwendig.

In stärker verunreinigter Industrieluft (die heutzutage im Regelfall nicht vorkommt) kann ein merklicher, lochkorrosionsartiger Angriff durch Einwirkung von Säure, welche sich durch Aufnahme von SO_2 aus der Atmosphäre im adhätierenden Wasserfilm bzw. in Wassertropfchen bildet, auftreten. In Meeresatmosphäre tritt Lochkorrosion auf, die durch die im Salzaerosol der Luft enthaltenen Chloridionen ausgelöst wird. Die sich bildenden Löcher haben in der Regel jedoch auch hier nur eine begrenzte Tiefe, was auf die abdichtende Wirkung der sich in den Löchern bildenden Korrosionsprodukte zurückgeführt werden kann. Angaben zur atmosphärischen Korrosion (gemittelter Abtrag) von Aluminium in Abhängigkeit von der Korrosivitätskategorie einer Atmosphäre enthält Tabelle 5. Zwischen dem guten Korrosionsverhalten der kupferfreien Al-Legierungen besteht kein wesentlicher Unterschied. Da Aluminium in einer belasteten Atmosphäre jedoch eher einen örtlichen Angriff erleidet, sind Angaben zur lokalen Angriffstiefe aussagekräftiger. Bei den in [18] genannten Langzeituntersuchungen betrug die maximalen Angriffstiefen bei kaltverfestigten, ungeschützten Blechen aus Al 99,3, AlMn1 und AlMg2,5 nach 10 Jahren:

Landatmosphäre C2	60 bis 70 μm ,
Meeresatmosphäre (keine direkte Meeresnähe) C3	70 bis 110 μm ,
Industrieatmosphäre C3	100 bis 170 μm .

In unmittelbarer Meeresnähe (Korrosivitätskategorie C5) sind größere Angriffstiefen möglich: In Meeresnähe innerhalb 10 Jahren bis zu ~ 200 μm . Bei ausgelagerten Blechproben waren die nicht beregneten Unterseiten stets stärker angegriffen als die Oberseiten.

Die Schutzwirkung der oxidischen Deckschichten hat dort ihre Grenzen, wo Aluminiumwerkstoffe im Kontakt mit „edleren“ Metallen (Kupferwerkstoffe, nichtrostender Stahl) stehen [1]. In diesem Fall kann Aluminium infolge **Kontaktkorrosion** lokal verstärkt angegriffen werden. Die kathodische Teilreaktion, welche am Aluminium selbst stark behindert ist, kann dann nahezu ungehindert an dem Kontaktmaterial ablaufen. Bedeutsame Kontaktkorrosion ist im konstruktiven Ingenieurbau allerdings nur dann zu erwarten, wenn der Elektrolyt eine hohe Leitfähigkeit aufweist, also „aggressiv“ ist, und wenn die im Kontakt stehenden Bauteile großflächig vom Elektrolyten benetzt sind bzw. in diesen eintauchen. Die Eigenheiten der atmosphärischen Bewitterung,

dass nur sehr geringe Elektrolytmengen und zumeist reine Elektrolyte nur zeitweilig auf die Oberflächen einwirken, setzt die Gefahr der Korrosionsbeschleunigung durch Kontaktkorrosion erheblich herab.

Bei normalen Witterungseinflüssen (Regen, Tau, Kondenswasser) ist deshalb z. B. ein Zusammenbau von Aluminiumwerkstoffen mit Zink (Titanzink) und verzinktem Stahl oder nichtrostendem Stahl unproblematisch. Kontakte mit unlegiertem Stahl und vor allem Kupferwerkstoffen sind nicht zu empfehlen: Kupferwerkstoffe können bei Korrosion Kupferionen an das angreifende Wasser abgeben und bei Aluminium Lochkorrosion verursachen. Mit Problemen durch Kontaktkorrosion im Hochbau und allgemeinen Metallbau kann daher in erster Linie in Meeresatmosphäre (bis max. 1 km von der Küste entfernt) und bei Belastung mit Tausalznebel gerechnet werden. Da Aluminiumwerkstoffe in Säuren verhältnismäßig beständig sind, ist eine Gefährdung durch Kontaktkorrosion in normaler, SO₂-haltiger Stadt- und Industrieluft vergleichsweise geringer als in Meeresatmosphäre bzw. bei Anwesenheit chloridhaltiger Elektrolyte.

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1,10]

Aluminium kommt relativ häufig, z. B. als Verbindungs- und Befestigungsmittel für Holzkonstruktionen oder als eloxiertes Blech im Dach- und Wandbereich, mit Holz in Kontakt. In trockenen Innenräumen, überdachten offenen Hallen und selbst bei Freibewitterung liegt die Korrosionsgeschwindigkeit von Aluminium im Kontakt mit Holz in derselben Größenordnung wie ohne Kontakt (Abschn. 4.1), d. h. sie ist vernachlässigbar gering. Bei Kontakt mit feuchtem/nassem Holz ist Aluminium nur dann in besonderer Weise korrosionsgefährdet, wenn spezifisch schädliche Inhaltsstoffe enthalten sind, was im Regelfall allerdings nicht gegeben ist. Bei Kontakt von Bauteilen oder Holzverbindungsmitteln mit Kupferwerkstoffen oder nichtrostendem Stahl muss beachtet werden, dass im gemeinsamen Kontakt mit feuchtem/nassen Holz eine Kontaktkorrosion möglich ist, insbesondere wenn im angreifenden Medium auch Chloride enthalten sind. Dieser Zusammenhang spielte auch eine Rolle bei dem in *Bild 6* gezeigten, stark korrodierten Ringkeildübel aus kupferhaltigem Aluminiumguss.

4.3 Kupferwerkstoffe

Im Bauwesen steht die Herstellung von Blechen und Rohren aus Reinkupfer sowie von Profilen und Gussteilen aus Kupferlegierungen im Vordergrund. Genutzte Eigenschaften sind die hohe Korrosionsbeständigkeit, die dekorative Wirkung und günstige Festigkeitseigenschaften nach Legieren und/oder Kaltumformung. Von den höherfesten Legierungen ist nur das Messing (mit bis zu 40 Massen-% Zink legiertes Kupfer) von Bedeutung. Mit steigendem Zinkgehalt verschiebt sich die Farbe von rötlich über goldgelb bis hellgelb, die Festigkeit nimmt zu und die Korrosionsbeständigkeit ab. Das im Bauwesen am meisten angewendete CuZn37 hat im nicht kaltumgeformten Zustand Festigkeiten um 350 N/mm² und nach Kaltumformung bis zu 500 N/mm².

Aufgrund der genannten Eigenschaften eignet sich Reinkupfer für die Innen- und Außenarchitektur, im Hochbau bei Bedachungen und Wandbekleidungen und Dachentwässerungen, des weiteren für wasser-

führende Rohre. Messing findet Verwendung in der Innenarchitektur, der Befestigungstechnik (Dübel, Schrauben) und der Haustechnik (Sanitärbereich).

Korrosionsverhalten in der Atmosphäre [1,19,20]

Die hervorragende Korrosionsbeständigkeit der Kupferwerkstoffe hängt zum einen mit dem „edlen“ Charakter (positives Normalpotential von + 0,34 VH) und mit der Fähigkeit zur Deckschichtbildung in vielen natürlichen Medien und bei Kontakt und Baustoffen zusammen. In Wasser und Salzlösungen sind Kupferwerkstoffe in einem weiten Bereich von pH 2 bis 13 sehr gut beständig. Weitgehend unempfindlich ist Kupfer auch bei Einwirkung von Chloriden, da das primär entstehende Kupfer(I)-Chlorid schwer löslich ist. Deshalb sind Kupferwerkstoffe beispielsweise in Meeresatmosphäre sehr beständig.

An der Atmosphäre bildet Kupfer zunächst eine schützende Deckschicht aus rotem Kupfer(I)-Oxid Cu₂O. Der rotbraune Farbton verändert sich durch weitere Oxidbildung je nach Aggressivität der Umgebung über dunkelbraun bis anthrazitgrau. Aus diesen primären Deckschichten bilden sich im Laufe der Zeit sekundäre Schichten aus basischen Kupfersalzen, welche fest auf der Kupferoberfläche haften und die Korrosionsgeschwindigkeit zunehmend herabsetzen. Sie besitzen eine grünliche Färbung und werden als Patina bezeichnet. Begünstigend für eine rasche Patinabildung sind eine hohe Aggressivität der Atmosphäre, hohe Regenmengen und Durchschnittstemperaturen. Eine längere Verweilzeit von Feuchtigkeit auf geneigten Kupferbauteilen fördert die Bildung der grünen Kupfersalze. Die Bildung der Patina ist eine Korrosionserscheinung, die mit einem sehr geringen gleichförmigen Abtrag des Kupferwerkstoffes verbunden ist. *Tabelle 5* verdeutlicht Erfahrungswerte zur Anfangskorrosion in Atmosphären der Korrosivitätskategorien C 1 bis C 5.

Bei Messing müssen zwei spezielle Korrosionsarten beachtet werden [1]: Bereits in schwach chlorid- und schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre, in sauren und chloridhaltigen Medien tritt bei den zinkreicheren Sorten sogenannten Entzinkung auf (*Bild. 8*). In Gegenwart spezifischer

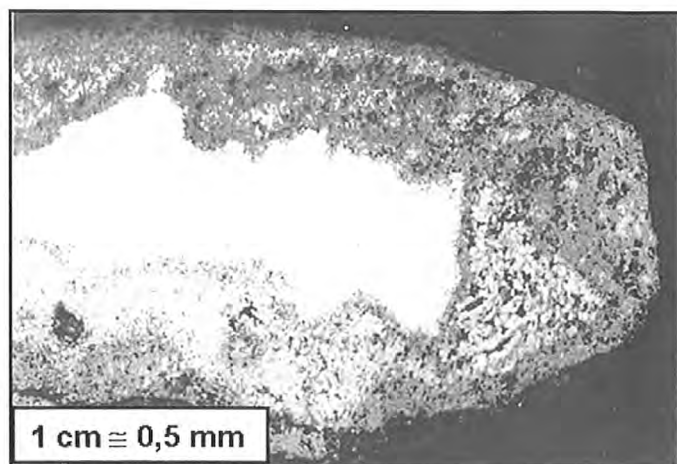


Bild 8 Entzinkung der Spitze einer Schraube aus CuZn37 in Industrielatmosphäre C3

Angriffsmittel in der Atmosphäre und in Wässern ist Spannungsrisskorrosion möglich. Wegen der Anfälligkeit von hochfestem Messing gegenüber Korrosion (Entzinkung) und Spannungsrisskorrosion ist dieser Werkstoff aus hiesiger Sicht für anspruchsvolle Aufgaben in der Befestigungstechnik ungeeignet.

Die Entzinkung findet insbesondere bei den zinkreichen Messingen statt. Es handelt sich hierbei um einen selektiven Korrosionsangriff, wobei Zink herausgelöst wird und Kupfer verbleibt. Die Bauteilform bleibt dabei erhalten. Entzinkte Messingteile weisen daher an den korrodierten Stellen eine rötliche kupferne Farbe auf. Mit der Entzinkung ist eine wesentliche Einbuße an Festigkeit verbunden.

Spannungsrisskorrosion ist mit einer Rissbildung der Messingteile verbunden. In der Bautechnik sind besonders ammoniakalische und ammoniumsalzhaltige wässrige Medien, daneben andere gelöste stickstoffhaltige Verbindungen wie Nitrite als spannungsrisskorrosionauslösende Agenzien bekannt geworden. Dabei reichen bei Messing häufig schon Spuren dieser Stoffe aus, um Rissbildung zu bewirken.

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1,10]

Kupferwerkstoffe sind im losen Kontakt mit feuchten/nassen Baustoffen wie Beton, Holz und Wärmedämmstoffen i. allg. sehr beständig.

4.4 Nichtrostende Stähle [1]

Als nichtrostende Stähle werden hochlegierte Stähle bezeichnet, bei denen, im Gegensatz zu den unlegierten Stählen, unter üblichen Umweltbedingungen (Luftsauerstoff, Feuchtigkeit) und in wässrigen, annähernd neutralen bis alkalischen Lösungen keine Flächenkorrosion und merkliche Rostbildung erfolgt. Voraussetzung für das genannte Verhalten ist eine Passivierung der Oberfläche. Die „Passivität“ beschreibt den Zustand einer starken Reaktionshemmung der Eisenauflösung nach Bildung von Passivschichten auf der Oberfläche. Vor allem Chrom ist ein zu Passivierung neigendes Element. Durch Legieren überträgt es diese Eigenschaften auf den Stahl. In Wasser und in der Atmosphäre sollte der Chromgehalt im Stahl mindestens 12 % betragen.

Passive Stähle sind zwar beständig gegenüber Flächenkorrosion, bei nicht ausreichendem Legierungsgehalt jedoch empfindlich gegenüber örtlicher Korrosion (Loch- und Spaltkorrosion sowie Spannungsrisskorrosion) in Gegenwart spezifischer Medien. Korrosion auslösend sind bei nichtrostenden Stählen in der Atmosphäre vor allem Chloride (Meeres- oder Tausalz). Regen oder Kondenswasser ist für nichtrostende Stähle völlig unbedenklich. Auch der geringe Schwefeldioxidgehalt der Atmosphäre schadet diesem Werkstoff meist wenig, da die Passivschicht, gegenüber schwachen Säuren beständig ist.

Die besonderen legierungstechnischen Anforderungen nichtrostender Stähle ergeben sich in erster Linie aus besonderen Korrosionsbelastungen (z. B. Angriff von Chloridionen oder Säuren). Mit der Auswahl und dem Gehalt der Legierungselemente wird ein spezieller Gefügestand erzeugt. Deshalb werden nichtrostende Stähle nach ihrem Gefügestand eingeteilt. Für metallische Befestigungs- und Verbindungsele-

mente und angrenzende Bauteile werden vor allem austenitische Stähle verwendet, die erhöhte Gehalte an den Legierungselementen Chrom, Nickel und Molybdän aufweisen. Chrom stabilisiert die Passivschicht, Molybdän verbessert vor allem das Korrosionsverhalten in Anwesenheit von Chloridsalzen und Nickel ist primär für die Säurebeständigkeit verantwortlich.

Bei der **Lochkorrosion** kommt es zu einer Wechselwirkung zwischen Schadstoffen wie Chloridionen und der Passivschicht, wobei diese lokal durchbrochen wird und nach Depassivierung Lochwachstum eintritt. Die Lochkorrosion wird durch steigende Chloridgehalte und Temperaturen sowie fallende pH-Werte (Ansäuerung) verstärkt. Die Korrosionsbeständigkeit in lochkorrosionserzeugenden Medien hängt auch von der Oberflächengüte der Stahlteile ab. Sie ist grundsätzlich umso besser, je glatter und homogener die Oberflächen sind, da hierdurch der für die Korrosionsbeständigkeit erforderliche Aufbau von Passivschichten erleichtert wird. Aus korrosionstechnischer Sicht nimmt die Güte der Oberfläche etwa in der Reihenfolge verzundert - gewalzt, grob geschliffen, gestrahlt - fein geschliffen - gebeizt - poliert zu. Unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen hat die Oberflächengüte aus ingenieurmäßiger Sicht (Tragfähigkeit) i. a. jedoch nur einen untergeordneten Einfluss [3].

Die **Spaltkorrosion** ist eine in Spalten ablaufende verstärkte Lochkorrosion. Sie tritt auf, wenn Bauteile miteinander in mehr oder weniger festem Kontakt stehen und es dabei zu Spalten zwischen diesen kommt. Hier kann es zu einer Sauerstoffverarmung im Spalt und deshalb zu einer erschwerten Passivierung, bei Chloridangebot zu einer Aufkonzentrierung von Chloridionen im Spalt und zu einem Absinken des pH-Wertes infolge Hydrolyse der Korrosionsprodukte kommen. Korrosion in Spalten tritt daher in Anwesenheit von Schadstoffen wie Chloriden schon bei schwächerer Korrosionsbelastung auf als Lochkorrosion in spaltfreien Bereichen.

Spannungsrisskorrosion ist ein über Rissbildung erfolgender Angriff. Nichtrostende Stähle erleiden, wie auch andere Metalle, nur dann Spannungsrisskorrosion, wenn gleichzeitig folgende Voraussetzungen erfüllt werden:

- es wirkt ein spezifisches Korrosionsmedium auf die Stahloberfläche ein,
- der Stahl ist anfällig gegenüber Spannungsrisskorrosion,
- die Oberfläche des Stahls steht unter ausreichend hohen Zugspannungen.

In chloridhaltigen Medien ist mit **lochfraßinduzierter Spannungsrisskorrosion** zu rechnen. Zunächst bilden sich Korrosionslöcher und innerhalb dieser Angriffsstellen werden durch Ansäuerung über Hydrolyse die notwendigen Voraussetzungen für Rissbildung geschaffen. Da hierbei Lochkorrosion notwendige Voraussetzung für eine Rissbildung ist, nimmt auch die Gefährdung hinsichtlich lochfraßinduzierter Spannungsrisskorrosion generell mit steigendem Chloridgehalt, fallendem pH-Wert und steigender Temperatur zu. Seitens der Werkstoffzusammensetzung übt der Nickelgehalt der Stähle einen

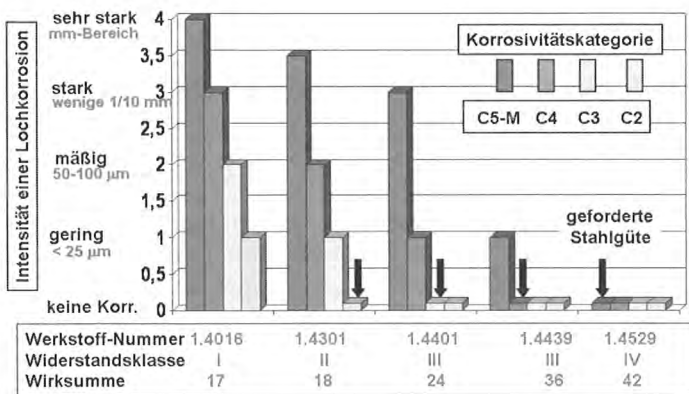


Bild 9 Lochkorrosion auf der Unterseite geschliffener und kaltgewalzter Bleche in verschiedenen Atmosphären (Literaturlauswertung), Korrosion nach etwa 10 Jahren [9]

wesentlichen Einfluss auf die Spannungsrisskorrosion aus. Die häufig verwendeten austenitischen Stähle einer Widerstandsklasse II und III (Tabelle 4) mit Nickelgehalten um 10 M.-% gelten in kritischen Medien als empfindlich gegenüber Spannungsrisskorrosion. Chrom- und vor allem Molybdänzugaben zum Stahl wirken sich günstig aus, da die Spannungsrisskorrosion häufig über den Initialzustand Lochkorrosion abläuft (siehe oben) und insbesondere steigende Molybdänzugaben die Lochkorrosion behindern.

Korrosionsverhalten in der Atmosphäre

Nichtrostende Stähle, insbesondere aus den Werkstoffen 1.4301, 1.4541 (Widerstandsklasse II), 1.4401 und 1.4571 (Widerstandsklasse III), wurden in der Vergangenheit wiederholt im Hinblick auf ihr **Lochkorrosionsverhalten** unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen untersucht. Dabei wurde unterschieden nach Land-, Stadt- und Industriemilieu. Da die Untersuchungen meist schon Jahrzehnte zurückliegen, fanden diese im Vergleich zu heute, zumindest was die Stadt- und Industriemilieu betrifft, unter deutlich ungünstigeren Korrosionsbedingungen statt. In umfangreichen Literaturlauswertungen [3] wurde festgestellt, dass selbst in der stärker belasteten Stadtmilieu früherer Jahre der Korrosionsangriff nichtrostender Stähle einer Widerstandsklasse II (Tabelle 4) unbedeutend und mit dem bloßen Auge auch nur als Verfärbung erkennbar ist. Feine Lochkorrosionsangriffe konnten, wenn überhaupt, nur bei stärkerer Vergrößerung festgestellt werden. Mit einem stärkeren Angriff muss bei solchen Stählen in stärker belasteten Industriemilieu und in Meeresmilieu (Entfernung bis etwa 1 km von der Küste) gerechnet werden. Allerdings sind die nach vielen Jahren festgestellten Angriffstiefen auch in diesen aggressiveren Klimaten weit unter 100 µm ohne Einfluss auf die Tragfähigkeit. Bei vergleichenden Untersuchungen an Stählen einer Widerstandsklasse III wurde unter diesen Bedingungen nahezu überhaupt kein Angriff

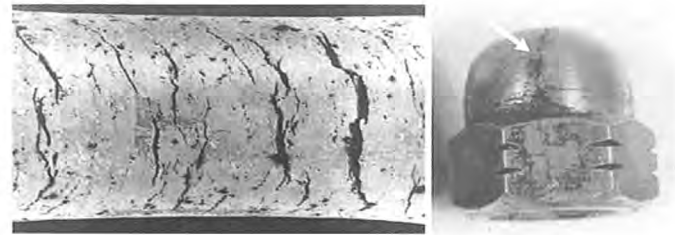


Bild 10 Spannungsrisskorrosion bei Lampenhalter und Kopfschraube aus nichtrostendem Stahl 1.4301 in Hallenschwimmbad

festgestellt. Im ungünstigsten Fall traten lokale Verfärbungen ohne mit dem bloßen Auge erkennbaren Angriff auf. Bild 9 fasst wesentliche Aussagen der Literatur in einer Darstellung zusammen. Berücksichtigt wurden bei Auslagerungen an geschliffenen und gewalzten Blechen (ungünstige Oberflächengüte) vor allem die Blechunterseiten, auf denen sich Schadstoffe eher aufkonzentrieren können, da ein Abwaschen durch atmosphärische Wässer behindert ist. Insbesondere Stähle einer Widerstandsklasse III sind demzufolge in einer Umgebung nach C2 und C3 frei von Korrosion und könnten sogar unter schärferen Angriffsbedingungen in Industrie- und Seeluft eingesetzt werden, ohne dass ein Tragfähigkeitsverlust im Nutzungszeitraum zu befürchten ist.

Die verstärkte **Korrosion in Spalten** spielt unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen in Abwesenheit erhöhter Schadstoffkonzentrationen nahezu keine Rolle [1]. Sie kann sich bei geringem, i. a. vernachlässigbarem Angriff, lediglich auf solche Fälle beschränken, bei denen langfristig oder ständig Wasser im Spalt vorliegt und bei denen aufgrund von unmittelbar benachbarten Industrieanlagen oder Tausalzbeeinflussung hohe Schadstoffkonzentrationen vorliegen. Bei Stählen einer Widerstandsklasse III wurde selbst unter ungünstigen atmosphärischen Korrosionsbedingungen (Korrosivitätskategorie III) keine Spaltkorrosion festgestellt. Selbst in der Spritzwasserzone des Meeres sind nichtrostende Stähle aus z. B. 1.4401 ohne Gefährdung der Tragfähigkeit durch Spaltkorrosion anwendbar [6].

Unter normalen atmosphärischen Korrosionsbedingungen wurde bisher keine **Spannungsrisskorrosion** bei nichtrostenden Stählen festgestellt. Notwendige Voraussetzung für das Auftreten dieser Korrosionsart ist die Anwesenheit chloridhaltiger und gleichzeitig saurer wässriger Lösungen. Solche Medien sind z.B. in Straßentunneln und in Hallenschwimmbädern Abschn. 2.1 anzutreffen, weshalb nichtrostende Stähle einer Widerstandsklasse II und auch III in solchen Klimaten besonders gefährdet sind (Bild 10) [1,3,4].

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1,10]

Nichtrostende Stähle einer Widerstandsklasse II und höher sind selbst im Kontakt mit nassem Holz korrosionsbeständig.

Literatur

- [1] U. Nürnberger: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Bauverlag Wiesbaden, 1995
- [2] U. Nürnberger: Schadstoffbelastung von Befestigungsmitteln und deren normenmäßige Erfassung in Deutschland. 3Länder-Korrosionstagung „Befestigungsmittel im Hochbau“, Stuttgart April 2007, Tagungsunterlagen der GfKORR Frankfurt, S.15-39
- [3] J. Mietz: Studie zum Korrosionsverhalten nichtrostender Stähle im Bauwesen. Sonderdruck 876, Informationsstelle Edelstahl Rostfrei, Düsseldorf
- [4] M. Faller, P. Richner, S. Buzzi, O. v. Trzebiatowski: Korrosionsschäden in Hallenschwimmbädern, Hallenbaddecken 15 Jahre nach Uster: Nichts gelernt? 3Länder-Korrosionstagung „Korrosion im Bauwesen-Neubau oder sachgerechte Instandsetzung?“, Zürich April 2006, Tagungsunterlagen der GfKORR Frankfurt, S. 44-55
- [5] M. Zecho: Korrosionsverhalten von Zink und Zink-Aluminium-Überzügen auf Stahl. Dissertation Universität Stuttgart, 1999
- [6] U. Nürnberger: Verwendung nichtrostender Stähle in der Befestigungstechnik- Stellungnahme zum korrosionstechnischen Regelwerk. DAfStb-Forschungskolloquium, Universität Stuttgart, März 2006, S. 69-84
- [7] DIN 18516-1 – Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfungsgrundsätze (Dezember 1999)
- [8] DIN 4108, Teil 3 Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden. Klimabedingter Feuchteschutz, Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung (Juli 2001)
- [9] H. Künzel: Wärme gedämmte Satteldächer ohne Belüftung. Mitteilungen 173 (1989) des Fraunhofer-Instituts für Bauphysik
- [10] J. Rückert: Korrosionsverhalten von Metallen in Verbindung mit Holz. Werkstoffe und Korrosion 37 (1986), 336-339
- [11] DIN EN ISO 12944-2 Beschichtungsstoffe - Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme (1998)
- [12] DIN 1052 (2004) Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken-Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau
- [13] Zulassung Z- 30.3-6 Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen. DIBt, Berlin, 1999
- [14] Merkblatt Korrosionsverhalten von feuerverzinktem Stahl. GAV, Düsseldorf 2001
- [15] GfKORR-Tagung „Zink im Bauwesen“ Würzburg 2004, Tagungsband der GfKORR Frankfurt/Main
- [16] U. Nürnberger, R. Gitter: Aluminium im Bauwesen. Bauingenieur 74 (1999)
- [17] H. Lommel: Korrosionsverhalten vom Aluminium, S. 179-202. In: D. Grimme, K. A. van Oeteren, M. Pötzschke, W. Schwenk: Korrosion und Korrosionsschutz metallischer Werkstoffe im Hoch- und Ingenieurbau, Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf 1976
- [18] H. Cohen: Lochfraßerscheinungen bei Bedachungen aus verschiedenen Aluminiumwerkstoffen, S. 83-91. In: Korrosion 13: Bericht über die Diskussionstagung Lochfraßkorrosion, Verlag Chemie GmbH, Weinheim 1960
- [19] W. Wiederholt: Die atmosphärische Korrosion von Kupfer und Kupferlegierungen. Werkstoffe und Korrosion 15 (1964), 633-644
- [20] Autorenkollektiv: Metal corrosion in the atmosphere. ASTM STP 435, Philadelphia 1968

Dr.-Ing. Matthias Frese



Universität Karlsruhe (TH)
Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und
Baukonstruktionen
Kaiserstr. 12
76131 Karlsruhe
Tel.: 0721 608-7948
Fax: 0721 608-4081
E-Mail: Matthias.Frese@holz.uka.de

- | | |
|-------------|--|
| 1969 | Geboren in Konstanz |
| 1991 – 1998 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe (TH) |
| 1998 – 1999 | Mitarbeiter im Büro für Baukonstruktionen Wenzel, Frese, Pörtner, Haller, Karlsruhe |
| 1999 – 2001 | Mitarbeiter im Büro Müller und Klein, Freiburg |
| Seit 2001 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH) |
| 2006 | Promotion |

Neue Erkenntnisse zur Biegefestigkeit von ...

... Brettschichtholz aus Nadelholz



Bild 1 Nicht immer erreichen Forscher ihr Ziel, so wie dieser Segelflieger, der es nicht mehr bis zu seinem Flughafen schaffte. Eine Bruchlandung blieb ihm erspart; er landete in einem Kornfeld.

1 Einleitung

Im Vorwort des Tagungsbandes Karlsruher Tage 2006 [1] steht zu lesen: „[...] Dadurch, dass Techniker mit Wissen aus der Forschung [...] in Kombination mit Werkstoffen, deren Eigenschaften lediglich behauptet werden, Konstruktionen bilden, sind sie auf Vertrauen angewiesen [...]“.

Die Ergebnisse von 38 Biegeversuchen an Brettschichtholzträgern, jeweils zur Hälfte GL32c und GL36c, nährten Zweifel, ob bezüglich der

Biegefestigkeit von Brettschichtholz Vertrauen die richtige Haltung ist. Die ermittelten Biegefestigkeiten waren bei weitem nicht ausreichend, um den charakteristischen Werten der beiden Klassen mit einem Aufbau nach DIN 1052 zu entsprechen. Nicht 5 % (oder weniger) der experimentell ermittelten Festigkeitswerte – so wäre es angemessen –, sondern etwa 40 % der Werte lagen unter den entsprechenden Nennwerten. Da diese Beobachtung unmittelbar die Standsicherheit von Holzkonstruktionen aus Brettschichtholz betrifft, wurde Forschungsbedarf gesehen und eine neue wissenschaftliche Untersuchung der Brettschichtholz-Biegefestigkeit durchgeführt [2].

Der vorliegende Beitrag möchte im Sinne der Karlsruher Tage „Aus der Forschung für die Praxis“ einen Einblick in die wissenschaftliche Arbeit ermöglichen. Es werden zwei neue Festigkeitsmodelle für Brettschichtholz aus Fichte vorgestellt, nach denen Brettschichtholz – zumindest zuverlässiger als heute – hergestellt werden kann. Die Ergebnisse der Forschungsarbeit sind die Grundlage für einen Vorschlag zur Modellierung der charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit in prEN 14080 Holzbauwerke – Brettschichtholz – Anforderungen, die vom Technischen Komitee CEN/TC 124 „Holzbauwerke“ zur Zeit erarbeitet wird.

2 Ausgangssituation

2.1 Biegeversuche – Auslöser der Forschungsarbeit

Für das Forschungsvorhaben „Optimierung der Bemessung von Brettschichtholz mit maschinell sortierten Lamellen“ [3] wurden im

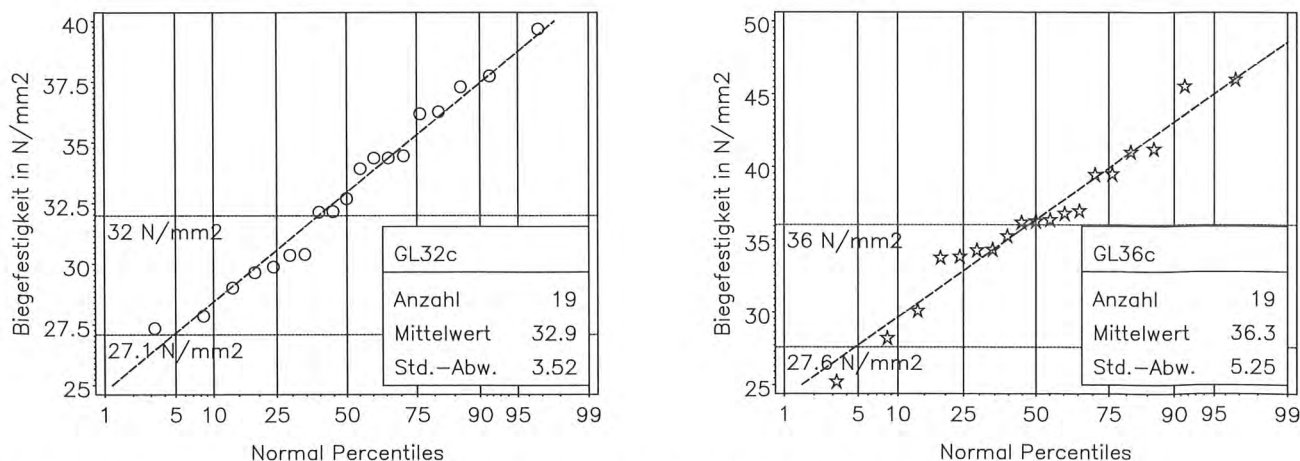


Bild 2 Verteilung der Biegefestigkeit der Versuchsträger GL32c (links) und GL36c (rechts); Die horizontale Achse ist nach dem Gaußschen Integral eingeteilt, so dass die experimentellen Werte im Vergleich mit einer Normalverteilung dargestellt sind. Nennwerte und theoretische 5%-Quantile (= Wert, der mit einer Wahrscheinlichkeit von 5 % unterschritten wird) unterhalb der horizontalen Hilfslinien.

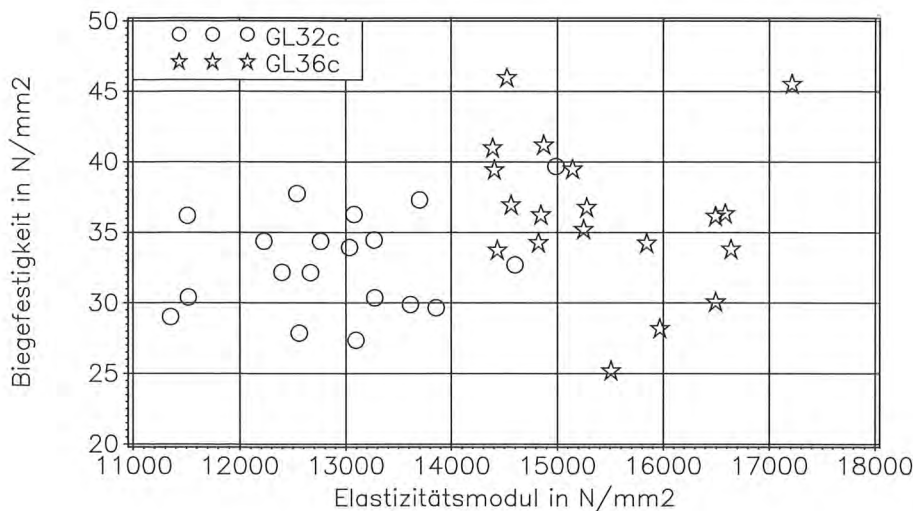


Bild 3 Biegefestigkeit der Versuchsträger in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul

Jahr 2005 28 Brettschichtholz-Träger in Biegeversuchen geprüft. Die Träger konnten prinzipiell den Festigkeitsklassen GL32c und GL36c zugeordnet werden. Die charakteristische Biegefestigkeit lag deutlich unter den Nennwerten der beiden Festigkeitsklassen. Damit blieb nicht nur das anvisierte Forschungsziel der Optimierung außer Reichweite (vgl. Bild 1), sondern es kamen auch grundsätzliche Zweifel an der Höhe der Nennwerte der Klassen GL32 und GL36 auf. Daraufhin wurden ein Jahr später zehn weitere Träger geprüft. Der Querschnittsaufbau dieser Träger entsprach den Festigkeitsklassen GL32c bzw. GL36c. Auch die Ergebnisse der ergänzenden Versuche zeigten, dass die geforderten charakteristischen Festigkeitswerte unerreicht blieben.

Alle 38 Träger bestanden aus Brettern, die mit einer Biegemaschine und einem Röntgenscanner festigkeitssortiert wurden. Die Träger hatten eine Höhe von 600 mm und eine Breite von 100 mm. Die Versuche wurden nach EN 408 mit einer Stützweite, die der 15fachen Höhe, und mit einem querkraftfreien Bereich, der der 6fachen Höhe entsprach, durchgeführt. Die nach Größe gestaffelten Biegefestigkeiten sind in Bild 2 dargestellt. Darin wird deutlich, dass im Falle von GL32c sieben Werte, also 37 %, und bei GL36c sogar acht, also 42 %, den entsprechenden Nennwert unterschreiten!

In Bild 3 ist die Biegefestigkeit in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul dargestellt. Die maschinelle Festigkeitssortierung – vor allem

auf Grundlage des Elastizitätsmoduls der Bretter – war offensichtlich wirksam, denn die Elastizitätsmodulen der GL32c- und GL36c-Träger sind deutlich voneinander getrennt. Vor allem ist der hohe Elastizitätsmodul der GL36c-Träger auffällig. Die Werte übersteigen 14.400 N/mm². Auch erfüllte die experimentell ermittelte Keilzinken-Biegefestigkeit die einschlägigen Anforderungen (vgl. [2]). Demnach handelt es sich bei den Versuchsträgern nicht um eine außergewöhnlich ungünstige Stichprobe. Das Niveau der experimentell ermittelten Biegefestigkeiten stellt damit grundsätzlich die Zuverlässigkeit von Brettschichtholz aus Fichte der Klassen GL32 und GL36 in Frage.

2.2 Brettschichtholz – mechanische Hintergründe

Die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit ($= f_{m,g,k}$) hängt zugleich von der charakteristischen Zugfestigkeit der Bretter ($= f_{t,i,k}$) und der Keilzinkenverbindungen ($= f_{t,j,k}$) ab, weil die Randlamellen einschließlich ihrer Keilzinkenverbindungen in der Zugzone eines Brettschichtholzträgers hauptsächlich auf Zug beansprucht werden. Alle drei Größen beeinflussen sich gegenseitig. Das verdeutlicht Bild 4.

Im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle des Brettschichtholzerstellers, die u. a. das erforderliche Niveau der Keilzinken-Festigkeit sicherstellen soll, wird in der Regel eine Biegeprüfung durchgeführt. Deshalb wird in Festigkeitsmodellen die Brettschichtholz-Biegefestigkeit

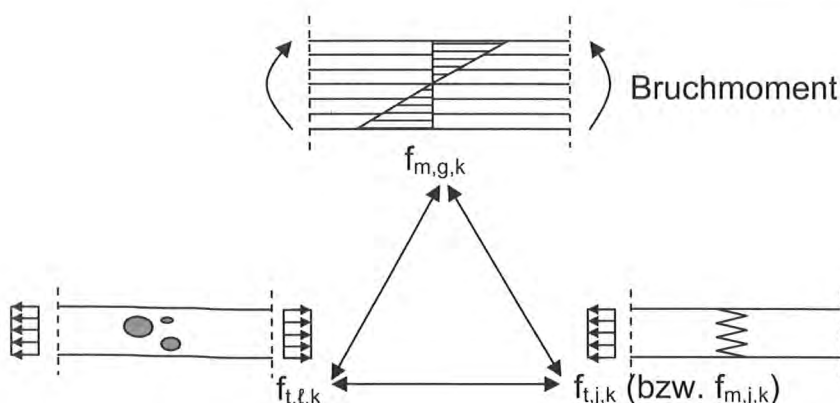


Bild 4 Die Beziehung zwischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit, Brett-Zugfestigkeit und Keilzinken-Zugfestigkeit (oder Biegefestigkeit), jeweils charakteristische Werte

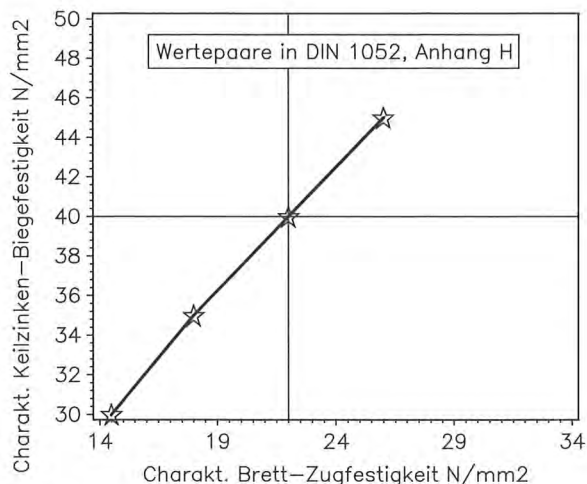
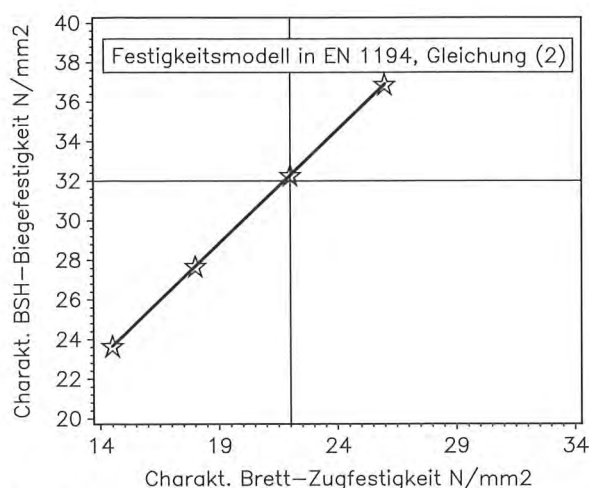


Bild 5 Anforderungen an die charakteristische Brett-Zugfestigkeit und die charakteristische Keilzinken-Biegefestigkeit in EN 1194 und DIN 1052, Anhang H; horizontale Hilfslinien verdeutlichen die Anforderungen für GL32

alternativ zur Keilzinken-Zugfestigkeit auch in Abhängigkeit von der charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit ($= f_{m,j,k}$) angegeben.

Wenn zunächst die Wechselwirkung zwischen der Festigkeit der Bretter und der Keilzinken unberücksichtigt bleibt – also beliebige Kombinationen aus diesen beiden Werten möglich seien –, dann lässt sich die Brettschichtholz-Biegefestigkeit allgemein mit Gleichung (1) darstellen.

$$f_{m,g,k} = f(f_{t,l,k}, f_{t/m,j,k}) \quad (1)$$

Nun ist aber die Festigkeit der Bretter mit derjenigen der Keilzinkenverbindungen positiv korreliert, weil mit steigender Festigkeit der Bretter auch diejenige der Keilzinkenverbindungen zunimmt. Das ermöglicht es, die Biegefestigkeit des Brettschichtholzes und Mindestanforderungen an die Keilzinken-Biegefestigkeit jeweils in Abhängigkeit von der Brett-Zugfestigkeit anzugeben. Das ist die gegenwärtige Regelung in EN 1194 und DIN 1052, Anhang H (vgl. Bild 5).

$$f_{m,g,k} = 7 + 1,15 \cdot f_{t,l,k} \quad (2)$$

2.3 Rückblick – Collings Festigkeitsmodell

Colling [4] veröffentlichte die in Bild 6 dargestellte Beziehung zwischen der charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit und der charakteristischen Brett-Zugfestigkeit sowie der charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit. Anhand der Kurven ergeben sich mit den Anforderungen in EN 1194 und DIN 1052 an Bretter bzw. an Keilzinkenverbindungen die charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeiten in Tabelle 1, letzte Spalte. Sie stehen im Widerspruch zu den

Festigkeitsklasse Brettschichtholz	Festigkeitsklasse Lamellen	$f_{t,l,k}$ EN 1194 N/mm ²	$f_{m,j,k}$ DIN 1052 N/mm ²	$f_{m,g,k}$ nach Bild 6 N/mm ²
GL24h	C24	14,5	30	21,8
GL28h	C30	18	35	25,7
GL32h	C35	22	40	29,3
GL36h	C40	26	45	32,9

Tabelle 1 Auswertung des Festigkeitsmodells von Colling

Nennwerten der vier Brettschichtholz-Festigkeitsklassen. Nach Collings Festigkeitsmodell wird mit den gegenwärtigen Anforderungen an Bretter und an Keilzinkenverbindungen keiner dieser Werte erreicht. Das war bereits vor über zehn Jahren „Gegenstand zahlreicher kontrovers geführter Diskussionen“ (Colling [4], 5/16). Bezüglich der charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit ist das – aus wissenschaftlicher Sicht – neben den Ergebnissen der 38 Biegeprüfungen ein weiterer Beleg für unzureichende Festlegungen und bestärkt die Notwendigkeit ihrer Überprüfung.

3 Simulation der Brettschichtholz-Biegefestigkeit

3.1 Hintergrund

Ein Festigkeitsmodell in Form von Gleichung (1) ist transparent, weil die Brettschichtholz-Biegefestigkeit zugleich in Abhängigkeit von der Festigkeit der Bretter und der Keilzinkenverbindungen berechnet werden kann und ist daher geeignet, um Anforderungen an diese beiden Festigkeitswerte festzulegen.

Die genaue Bestimmung des Zusammenhangs in Gleichung (1) erfordert eine große Anzahl Tripel, die aus den drei korrelierten Variablen

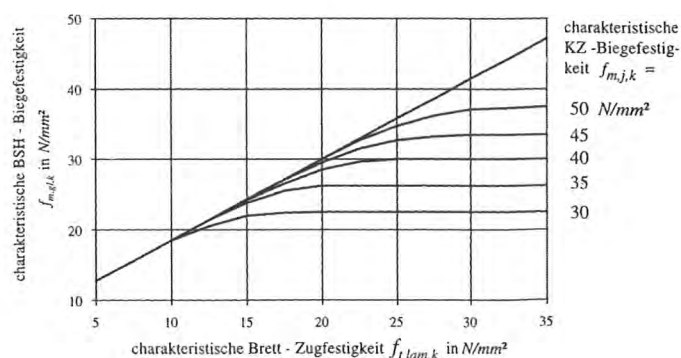


Bild 6 Collings Festigkeitsmodell: Charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit in Abhängigkeit von der charakteristischen Brett-Zugfestigkeit und charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit (entnommen aus Colling [4], 5/14)

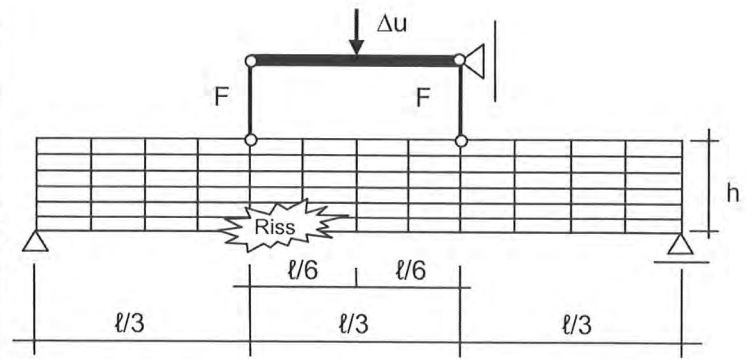
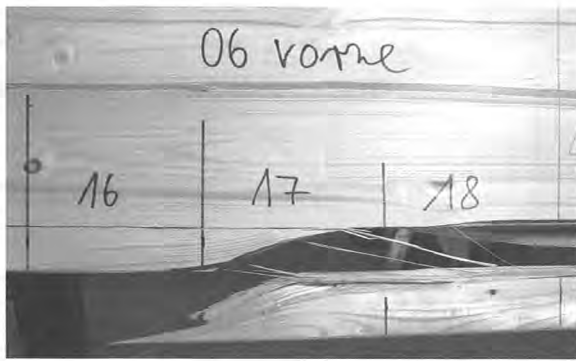


Bild 7 Beim Versuchsträger aus Brettschichtholz ist die Biegefestigkeit erreicht, wenn die Randlamelle reißt (vgl. Ausschnitt der Zugzone, links). Dieses Tragverhalten wird mit Hilfe des Finite-Elemente-Modells (rechts) wirklichkeitsnah erfasst: Die Berechnung wird beendet und die Biegefestigkeit berechnet, nachdem in einem Element der Randlamelle ein Riss registriert wurde.

bestehen (vgl. Bild 4). Schließlich variieren die Festigkeit von Brettschichtholzlamellen und Keilzinkenverbindungen in einem großen Bereich, was direkte Auswirkungen auf die Brettschichtholz-Biegefestigkeit hat. Um nun solche Tripel zu bestimmen, wird ein Rechenmodell, auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode, eingesetzt. Damit kann der Einfluss der Festigkeit der Bretter und der Keilzinkenverbindungen auf die Brettschichtholz-Biegefestigkeit mit Hilfe simulierter Biegeversuche zahlenmäßig ermittelt werden (vgl. Bild 7).

Der Vorteil liegt auf der Hand: Es können in kurzer Zeit etliche Biegeversuche unterschiedlichster Konfigurationen simuliert werden, was bei tatsächlichen Biegeversuchen die Grenzen der Wirtschaftlichkeit weit übersteigen würde.

3.2 Vorgehensweise

Es wurde ein bestehendes Rechenmodell, das ursprünglich für festigkeitssortierte Buchenbretter entwickelt wurde (vgl. [5]), festigkeitssortiertem Nadelholz angepasst. Dafür standen die Erkenntnisse und Eingangsdaten des Karlsruher Rechenmodells (KAREMO) für Brettschichtholz aus Nadelholz zur Verfügung (vgl. [6], [7] und [8]). Da KAREMO in den 80er Jahren entwickelt wurde, gab es noch keine Erfahrungen und vor allem keine Daten bezüglich der maschinellen Sortierung. Daher war es für die Forschungsarbeit [2] notwendig, die Eingabedaten Ästigkeit und Rohdichte von Brettern aus Nadelholz für

das Rechenmodell anhand neuerer Untersuchungen festzulegen. Diese Daten stammen aus einer Datenbank der Holzforschung München, in der Eigenschaften von über 3000 Brettern für die Forschungsarbeit verfügbar waren.

In Zusammenarbeit zwischen der Holzforschung München und dem Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen wurden anhand dieser Daten unterschiedliche visuelle und maschinelle Sortierverfahren festgelegt und entsprechende statistische Verteilungen für Ästigkeit und Rohdichte bestimmt. Im Rechenmodell wurden dann, mittels dieser statistischen Verteilungen, Brettschichtholzträger aus Brettern der Sortierungen modellhaft nachgebildet und berechnet. Die unterschiedlichen Sortierverfahren wurden in etlichen Simulationsreihen untersucht, wobei die Keilzinkenfestigkeit schrittweise variiert wurde. Das hatte Brettschichtholz-Biegefestigkeiten in Abhängigkeit von beliebigen Kombinationen aus Brett- und Keilzinken-Zugfestigkeit zum Ergebnis. Dieses Ergebnis bildet die zahlenmäßige Grundlage für neue Festigkeitsmodelle.

Gleichung (1) wurde schließlich mit einer Regressionsanalyse, die u. a. dem Schätzen von Parametern in funktionalen Zusammenhängen dient, bestimmt. Die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit wurde dazu als abhängige (= Reaktionsvariable) und die charakteristische Brett-Zugfestigkeit sowie die charakteristische Keilzinken-Zugfestigkeit wurden als unabhängige Variable (= erklärende Variable) modelliert.

Bez.	Verfahren/ Kategorie	Astflächen- verhältnis	Rohdichte kg/m ³	E-Modul N/mm ²	$f_{t,k}$ N/mm ²	Ausbeute %
VIS-I	S10	gemäß	-	-	13,3	52,8
VIS-II	S10+S13	DIN 4074-1	-	-	14,4	78,6
VIS-III	S13		-	-	21,3	25,8
RHO-I	Rohdichte + Äste	0,35	450	-	23,4	22,7
RHO-II		0,35	475	-	24,6	12,8
EDYN-I	dyn.	0,50	-	14.000	26,7	24,2
EDYN-II	E-Modul ¹	0,50	-	15.000	29,0	16,4
EDYN-III	+ Äste	0,50	-	16.000	33,0	9,8
EDYN-IV		0,20	-	16.000	34,6	5,0

¹ ermittelt aus Längsschwingungen

Tabelle 2 Sortierverfahren, Kriterien und Grenzwerte; Auswertung der Holzforschung München (vgl. [2])

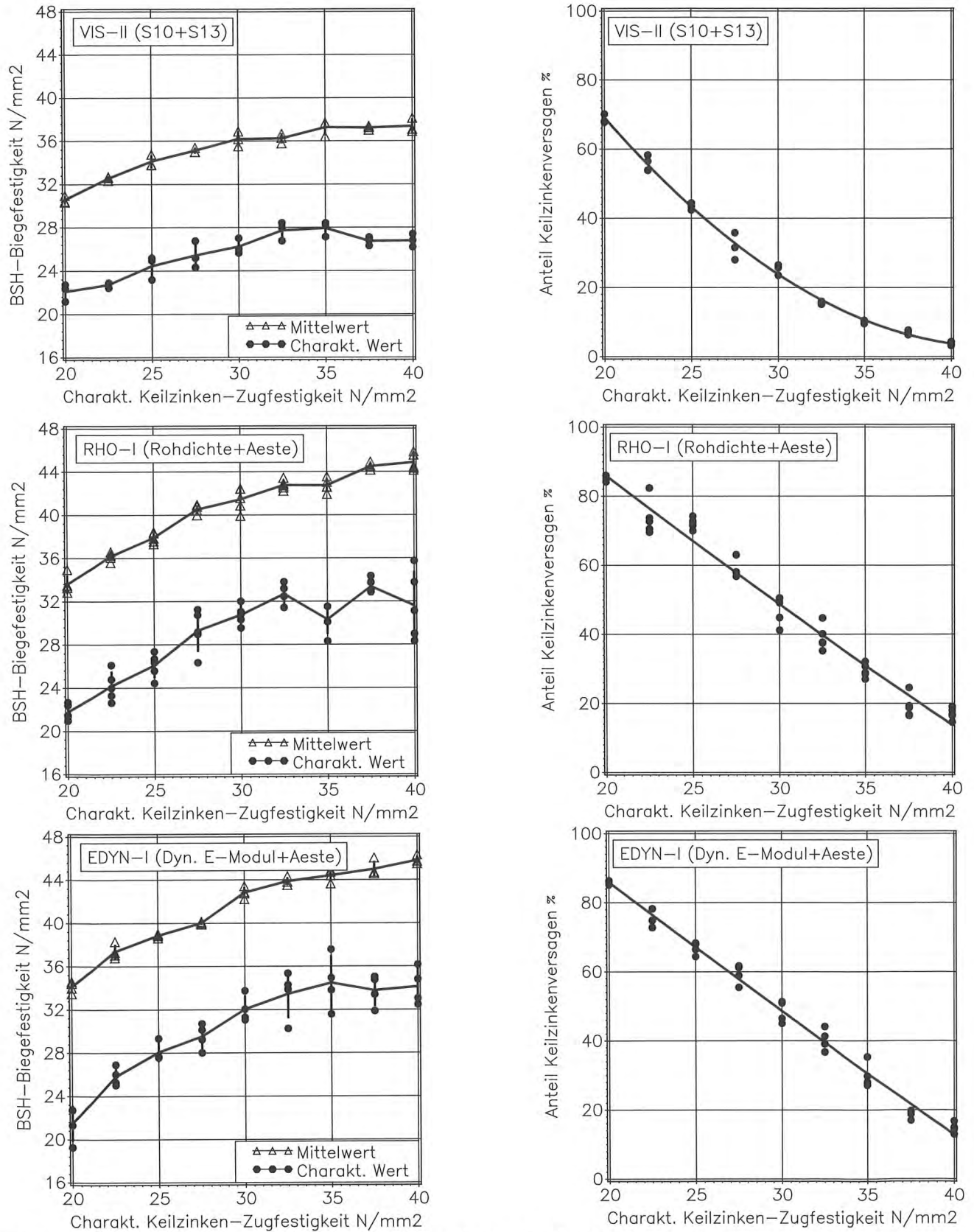


Bild 8 Simulierte mittlere und charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit in Abhängigkeit von der schrittweise erhöhten charakteristischen Keilzinken-Zugfestigkeit; Auswahl von drei untersuchten Sortierverfahren.

3.3 Simulationsergebnisse

Für jedes der neun Sortierverfahren nach *Tabelle 2* wurden bis zu 5.400 Biegeversuche simuliert. Die Träger waren 600 mm hoch und hatten eine

Stützweite von 10,8 m. Würde man stattdessen wirkliche Biegeversuche mit 100 mm breiten Trägern durchführen, entspräche das etwa 3.600 m³ Brettschichtholz je Sortierverfahren. Simulierte Festigkeitswerte beziehen

sich auf die Referenzhöhe von 600 mm und auf einen homogenen Aufbau. Das mit dem Rechenmodell durchgeführte Prüfverfahren entsprach EN 408. In *Bild 8* sind Ergebnisse für die drei untersuchten Sortierverfahren VIS-II, RHO-I und EDYN-I beispielhaft dargestellt. Diese Verfahren ermöglichen innerhalb ihrer Kategorie, visuell, Rohdichte basiert oder E-Modul basiert, jeweils die höchste Ausbeute. Auf der linken Seite in *Bild 8* ist die Biegefestigkeit über der schrittweise angehobenen charakteristischen Keilzinken-Zugfestigkeit dargestellt. Bis zu fünf unterschiedliche Simulationsreihen wurden je Sortierverfahren durchgeführt, um den Verlauf der mittleren (Δ -Symbole) bzw. charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit (\bullet -Symbole) weitgehend zu stabilisieren. Jedes Symbol steht für einen statistischen Kennwert, der anhand von bis zu 200 simulierten Biegeversuchen berechnet wurde. Die abschnittsweise geraden Verläufe verbinden jeweils das Mittel der durch die Δ - bzw. \bullet -Symbole dargestellten Einzelwerte. Unterschiedlichen Simulationsreihen liegen verschiedene Zufallszahlenfolgen zugrunde, die im Rechenmodell für die künstliche Erzeugung mechanischer Eigenschaften von Brettern und Keilzinkenverbindungen erforderlich sind. Die rechte Seite in *Bild 8* zeigt den Anteil Keilzinkenversagen über der charakteristischen Keilzinken-Zugfestigkeit. Es ist erwartungsgemäß, dass bei niedrigen Keilzinkenfestigkeiten dieser Anteil hoch und bei hohen Festigkeiten entsprechend klein ausfällt. Mit den Datenpunkten dieser Kurven wird später ein ausgewogenes Verhältnis zwischen Brett- und Keilzinkenfestigkeit abgeschätzt. Dieses ist bei einem Versagensanteil von etwa 50 % zu erwarten. Hier wären dann Holz- und Keilzinkenbrüche – auf Grundlage der Simulation – zahlenmäßig gleich vertreten.

4 Festigkeitsmodelle

4.1 Ermittlung

Die zahlenmäßige Grundlage für die Festigkeitsmodelle setzt sich nun aus den folgenden drei Festigkeitswerten zusammen:

- Die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit, die mit Hilfe der simulierten Biegeversuche jeweils für die untersuchten Sortierverfahren bestimmt wurde.
- Die experimentelle charakteristische Brett-Zugfestigkeit, ermittelt nach EN 408, die jeweils ein Ergebnis der untersuchten Sortierverfahren ist (*Tabelle 2*).

- Die charakteristische Keilzinken-Zugfestigkeit ($= f_{t,j,k,\ell=150}$), die während der simulierten Biegeversuche innerhalb der zahlreichen Simulationsreihen schrittweise angehoben wurde. Sie bezieht sich, bedingt durch die Finite-Elemente-Modellierung, auf eine Länge von 150 mm.

Um die Festigkeitsmodelle schließlich auch in Abhängigkeit von der charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit, die für die Produktüberwachung relevant ist, anzugeben, dient zur Umrechnung die aus Erfahrung gewonnene Beziehung (3) (s. [9] und [10]).

$$f_{m,j,k} \approx 1,40 \cdot f_{t,j,k,\ell=150} \quad (3)$$

Auflösen der beiden Ungleichungen (4) und (5) in EN 1194 nach der charakteristischen Brett-Zugfestigkeit und Gleichsetzen führt auf Gleichung (6). Die Übereinstimmung mit Gleichung (3) zeigt, dass es regelrecht ist, die Festigkeitsmodelle auch für charakteristische Keilzinken-Zugfestigkeiten zu verwenden, die nach EN 408 mit einer astfreien Länge von 200 mm zu bestimmen sind.

$$f_{t,j,k,\ell=200} \geq 5 + f_{t,\ell,k} \quad (4)$$

$$f_{m,j,k} \geq 8 + 1,4 \cdot f_{t,\ell,k} \quad (5)$$

$$f_{m,j,k} = 1 + 1,4 \cdot f_{t,j,k,\ell=200} \approx 1,4 \cdot f_{t,j,k,\ell=200} \quad (6)$$

Eine Erkenntnis aus der Forschungsarbeit [2] ist, dass ein einziges Festigkeitsmodell, das visuelle und maschinelle Sortierverfahren zugleich abdeckt, in Teilbereichen unzutreffend ist. Eine genauere Festigkeitsvorhersage ist dann möglich, wenn der unterschiedliche Einfluss einer visuellen und maschinellen Sortierung auf die Brettschichtholz-Biegefestigkeit – bedingt durch unterschiedliche Vergütung im Brettmaterial – mit zwei Festigkeitsmodellen getrennt erfasst wird. Die entsprechende Zuordnung der Sortierverfahren zu den Regressionsgleichungen (\rightarrow Festigkeitsmodelle) ist in *Tabelle 3* dargestellt. Demnach wurden die Festigkeitsmodelle (7) und (8) anhand der Ergebnisse für die drei visuellen und die Festigkeitsmodelle (10) und (11) anhand der fünf maschinellen Verfahren hergeleitet. Den Anteil Keilzinkenversagen ($= \eta_{j,crack}$) beschreiben jeweils die Gleichungen (9) und (12), mit denen später ein ausgewogenes Verhältnis zwischen Brett- und Keilzinkenfestigkeit abgeschätzt werden kann.

	Gleichung	Anzahl Tripel	r^2	s_R
Charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit				
VIS-I, -II, -III	(7) (8)	80 ^a	0,900 ^b	0,979 N/mm ²
RHO-I, -II, EDYN-I, -II, -III, -IV	(10) (11)	252	0,904 ^b	1,57 N/mm ²
Anteil Keilzinkenversagen				
VIS-I, -II, -III	(9)	81	0,940 ^b	5,77 %
RHO-I, -II, EDYN-I, -II, -III, -IV	(12)	252	0,931 ^b	6,01 %

^a Eine Tripel (=Ausreißer) in der Regression nicht berücksichtigt.
^b Ein Bestimmtheitsmaß von über 0,9 bedeutet, dass durch Zugfestigkeit der Bretter und Keilzinkenverbindungen gemeinsam über 90% der Varianz der Brettschichtholz-Biegefestigkeit erklärt werden.

Tabelle 3 Umfang der den Regressionsgleichungen (\rightarrow Festigkeitsmodelle) zugrunde liegenden Tripel, Bestimmtheitsmaß ($= r^2$) und Standardabweichung der Fehlerterme ($= s_R$)

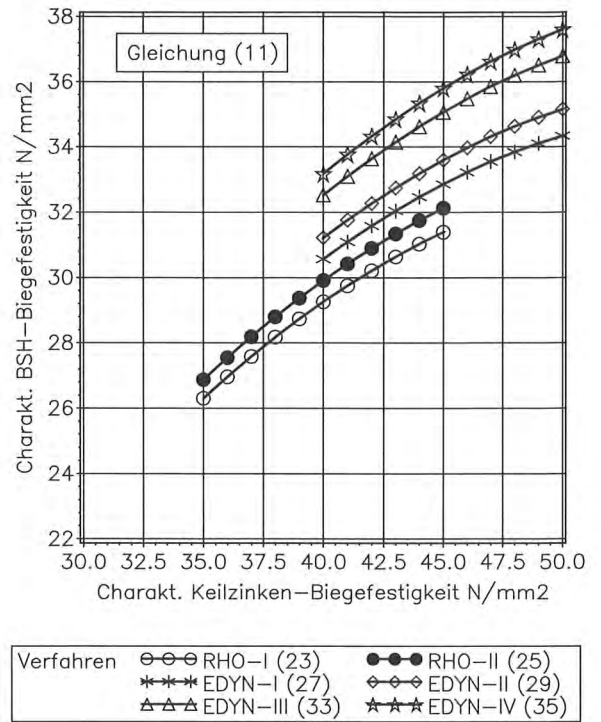
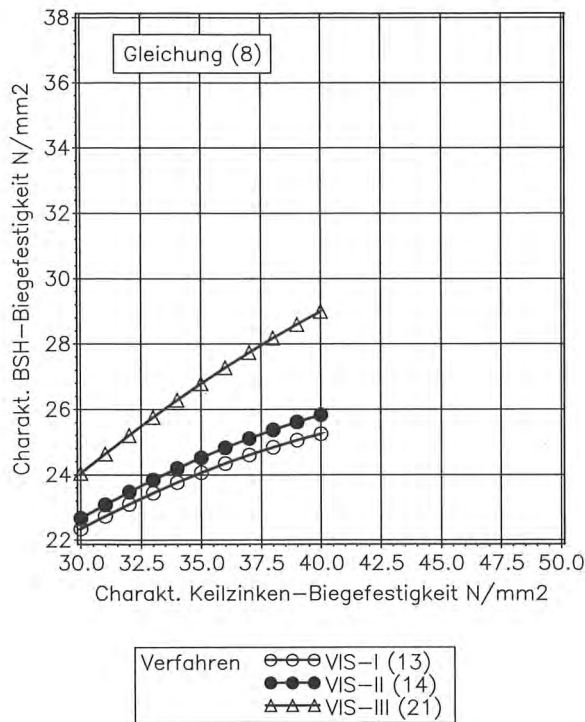


Bild 9 Die zwei Festigkeitsmodelle für visuelle und maschinelle Sortierung: charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit in Abhängigkeit von der charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit; Die Kurven entsprechen den Sortierverfahren bzw. den charakteristischen Brett-Zugfestigkeiten (Werte in Klammern).

- Visuelle Sortierung

$$f_{m,g,k} = 3,454 + 0,9975 \cdot f_{t,j,k} - 0,02113 \cdot f_{t,j,k}^2 - 0,01632 \cdot f_{t,l,k}^2 + 0,03582 \cdot f_{t,j,k} \cdot f_{t,l,k} \quad (7)$$

oder

$$f_{m,g,k} = 3,454 + 0,7125 \cdot f_{m,j,k} - 0,01078 \cdot f_{m,j,k}^2 - 0,01632 \cdot f_{t,l,k}^2 + 0,02558 \cdot f_{m,j,k} \cdot f_{t,l,k} \quad (8)$$

$$\eta_{j,crack} \approx 93,5 - 2,35 \cdot f_{m,j,k} + 2,29 \cdot f_{t,l,k} \quad (9)$$

- Maschinelle Sortierung

$$f_{m,g,k} = -17,39 + 2,290 \cdot f_{t,j,k} - 0,03223 \cdot f_{t,j,k}^2 + 0,01144 \cdot f_{t,j,k} \cdot f_{t,l,k} \quad (10)$$

oder

$$f_{m,g,k} = -17,39 + 1,636 \cdot f_{m,j,k} - 0,01644 \cdot f_{m,j,k}^2 + 0,008169 \cdot f_{m,j,k} \cdot f_{t,l,k} \quad (11)$$

$$\eta_{j,crack} \approx 131 - 2,40 \cdot f_{m,j,k} + 0,873 \cdot f_{t,l,k} \quad (12)$$

Festigkeitswerte in N/mm²,

$\eta_{j,crack}$ in %,

Referenzhöhe 600 mm,

homogener Aufbau

Zur Vereinfachung sei nun eine vom Sortierverfahren unabhängige Anwendung der zwei Festigkeitsmodelle dadurch festgelegt, dass die Gleichungen (7) und (8) bis zu einer charakteristischen Brett-Zugfestigkeit von etwa 21 N/mm² anzuwenden sind und darüber hinaus die

Gleichungen (10) und (11). Es entfällt damit die entwicklungsbedingte Kopplung zwischen den Festigkeitsmodellen und den Sortierverfahren. Diese Kopplung wird durch die Gültigkeitsgrenze 21-22-N/mm² für die charakteristische Brett-Zugfestigkeit ersetzt.

Gleichung (7) und (8) für $13 \text{ N/mm}^2 \leq f_{t,l,k} \leq 21 \text{ N/mm}^2$

Gleichung (10) und (11) für $22 \text{ N/mm}^2 \leq f_{t,l,k} \leq 35 \text{ N/mm}^2$

Auf eine rein rechnerische Unstetigkeit in der charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit im Übergangsbereich von 21 N/mm² und 22 N/mm² bei gleichen charakteristischen Keilzinkenfestigkeiten sei hingewiesen. Da aber bei maschinell sortierten Brettern höhere Keilzinkenfestigkeiten zu erwarten sind als bei visuell sortierten, ist diese Unstetigkeit bei der Festlegung von Anforderungen an Bretter und Keilzinkenverbindungen unbedeutend.

4.2 Einfluss der Trägerhöhe und der Trägerlänge auf die Biegefestigkeit

Die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit, die mit den Festigkeitsmodellen vorhersagbar ist, bezieht sich auf eine Referenzhöhe von 600 mm sowie auf Träger mit 10,8 m Stützweite (18fache Höhe), die in den Drittelpunkten mit gleich großen Einzellasten belastet sind. Trägerkollektive mit kleinerer Höhe besitzen eine höhere charakteristische Biegefestigkeit und umgekehrt. Das darf z.B. in DIN 1052 oder EN 1995-1-1 mit dem k_h -Faktor berücksichtigt werden, was bei Trägerhöhen kleiner 600 mm bis zu einer um 10 % höheren Biegefestigkeit führt, wohingegen die Festigkeitsabnahme bei Trägerhöhen über 600 mm vom Sicherheitsbeiwert γ_M aufgefangen werden muss (vgl. DIN 1055-100, S. 20).

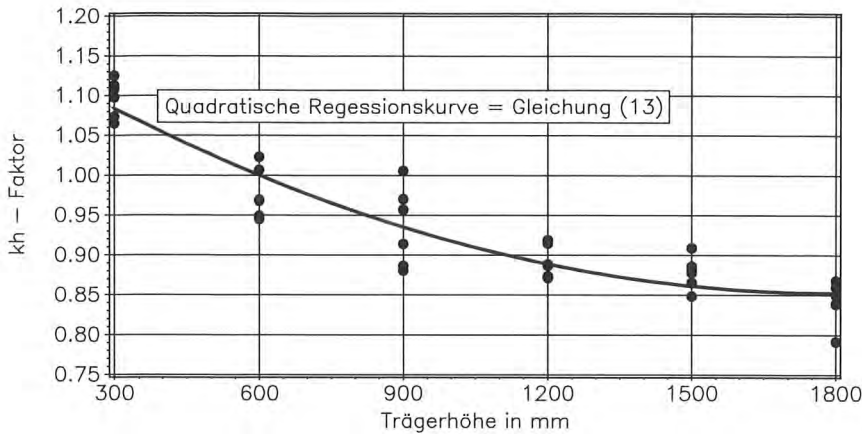


Bild 10 k_h -Faktor in Abhängigkeit von der Trägerhöhe

Es wurde nun mit dem Rechenmodell untersucht, bei welcher Trägerhöhe und Stützweite (18 fache Höhe) die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit einen Grenzwert erreicht. Zu diesem Zweck wurden sechs unterschiedliche Sortierverfahren aus *Tabelle 2* ausgewählt. Für jedes Verfahren wurden für die Trägerhöhen 300, 600, 900, 1200, 1500 und 1800 mm jeweils 200 Biegeversuche simuliert also insgesamt 7200 Versuche. Die simulierten Festigkeitswerte wurden so normiert, dass der Verlauf des dimensionslosen k_h -Faktors bei einer Trägerhöhe von 600 mm den Wert 1,0 annimmt. Das Ergebnis ist in *Bild 10* dargestellt. Die quadratische Regressionskurve im Diagramm entspricht Gleichung (13). Ihrem Verlauf entsprechend erreicht der k_h -Faktor bei einer Trägerhöhe von 1800 mm seinen Grenzwert von 0,85. Die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit beträgt dann 85 % des Referenzwertes. Die gute Übereinstimmung des k_h -Faktors im Bereich zwischen 300 mm und 600 mm mit Angaben in der Literatur (vgl. DIN 1052, EN 1995-1-1; Aasheim und Solli [11] berichten von einem k_h -Faktor von 1,07.) erhöht die Zuverlässigkeit des Kurvenverlaufs im bis 1800 mm theoretisch untersuchten Bereich.

$$\begin{aligned}
 k_b &= 1,19 - 3,73 \cdot 10^{-4} \cdot b + 1,04 \cdot 10^{-7} \cdot b^2 & 300 \text{ mm} < b < 1800 \\
 k_b &= 1,09 & b \leq 300 \text{ mm} \\
 k_b &= 0,85 & 1800 \text{ mm} \geq b
 \end{aligned} \quad (13)$$

4.3 Verifikation der Festigkeitsmodelle

Da die Festigkeitsmodelle zunächst das Ergebnis einer theoretischen Arbeit sind, muss die Richtigkeit der Vorhersagewerte überprüft werden. Als Vergleichs- und zugleich Bezugswerte dienen dazu die Versuchswerte in Abschnitt 2.1, Versuchswerte aus der Literatur sowie Vorhersagewerte nach Collings Festigkeitsmodell. Die Quotienten aus Vorhersagewerten der Festigkeitsmodelle und Vergleichswerten sind in den folgenden Tabellen in Klammern angegeben.

4.3.1 Versuchswerte aus Abschnitt 2.1

Bei den 19 Biegefestigkeiten für GL32c beträgt das theoretische 5%-Quantil 27,1 N/mm² (*Bild 2, links*). Das 95%-Vertrauensintervall, ein Bereich, in dem das 5%-Quantil mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % zu finden ist, ist [23,8 N/mm²; 29,1 N/mm²]. Bei diesen Versuchs-

trägern ist aufgrund der wirksamen maschinellen Sortierung anzunehmen, dass Brettmaterial und Keilzinkenverbindungen mindestens die Anforderungen 22 N/mm² bzw. 40 N/mm² erfüllen. Dann beträgt der Vorhersagewert mit Gleichung (11) 28,9 N/mm². Mit 1,04 im Nenner, einem Umrechnungsfaktor für einen kombinierten Aufbau, folgt:

$$f_{m,g,k} = \frac{28,9}{1,04} = 27,8 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \frac{27,8}{27,1} = 1,03$$

Der Vorhersagewert 27,8 N/mm² liegt nicht nur im 95%-Vertrauensintervall, sondern stimmt auch gut mit dem theoretischen 5%-Quantil von 27,1 N/mm² überein.

Für die 19 Biegefestigkeiten für GL36c gilt sinngemäß: theoretisches 5%-Quantil 27,6 N/mm² (*Bild 2, rechts*); 95%-Vertrauensintervall [22,7 N/mm²; 30,7 N/mm²]; Brettmaterial und Keilzinkenverbindungen erfüllen mindestens die Anforderungen 26 N/mm² bzw. 45 N/mm²; Vorhersagewert:

$$f_{m,g,k} = \frac{32,5}{1,04} = 31,3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \frac{31,3}{27,6} = 1,13$$

Dieser übersteigt geringfügig die obere Grenze des 95%-Vertrauensintervalls und liegt sogar um 13 % über dem theoretischen 5%-Quantil von 27,6 N/mm². Hier ist der Vorhersagewert sogar deutlich günstiger als der Versuchswert.

4.3.2 Collings Festigkeitsmodell

Brettklasse	Collings Festigkeitsmodell			Vorhersage
	$f_{t,i,k}$ EN 1194 N/mm ²	$f_{m,j,k}$ DIN 1052 N/mm ²	$f_{m,g,k}$ nach Bild 6 N/mm ²	$f_{m,g,k}$ Gleichung (8) N/mm ²
C24	14,5	30	21,8	22,9 (1,05)
C30	18	35	25,7	26,0 (1,01)
				Gleichung (11)
C35	22	40	29,3	28,9 (0,99)
C40	26	45	32,9	32,5 (0,99)

Tabelle 4 Übereinstimmung mit Collings Festigkeitsmodell

Tabelle 5 Verifikation mit Versuchswerten in Schickhofer [12]

Theoretische 5%-Quantile				Vorhersage
Brettklasse	$f_{t,i,k}$ N/mm ² (b = 160 mm)	$f_{t,j,k}$ N/mm ² (b = 160 mm)	$f_{m,g,k}$ N/mm ² (h = 600 mm)	$f_{m,g,k}$ N/mm ² Gleichung (7)
MS10	11,6 ¹	24,7 ²	20,6 ³	23,3 (1,13)
MS13	17,5 ¹	24 ²	24 ³	25,3 (1,05)
				Gleichung (10)
MS17	21,9 ¹	34,8 ²	29,8 ³	32,0 (1,07)
				(h = 594 mm) Gleichung (7)
MS10	11,6 ¹	24,7 ²	21,5 ⁴	23,3 (1,08)
				Gleichung (10)
MS17	21,9 ¹	34,8 ²	31,2 ⁴	32,0 (1,03)

¹ aus „Table 6“
² aus „Table 9“
³ aus „Table 12“, Serie 1, 2 und 3 mit $k_n=1,09$ von 297 auf 600 mm umgerechnet
⁴ aus „Table 12“, Serie 6 und 7

Tabelle 6 Verifikation mit Versuchswerten in Falk et al. [13]

Empirische 5%-Quantile				Vorhersage
Brettklasse	$f_{t,i,k}$ b = 90 mm N/mm ²	$f_{m,j,k}$ b = 90 mm N/mm ²	$f_{m,g,k}$ h = 600 mm ² N/mm ²	$f_{m,g,k}$ N/mm ² Gleichung (11)
C30	22 ¹	49,5 ²	30,1 ³	32,2 (1,07)
C37	26,5 ¹	52,2 ²	36,1 ³	34,5 (0,96)
C37/C30	26,5 ¹	52,2 ²	35,8 ⁴	34,5 (0,96)

¹ aus empirischer Verteilungsfunktion in „Figure 21“
² aus „Table 10“
³ aus „Table 12“, mit $k_n=1,09$ von 300 mm auf 600 mm umgerechnet
⁴ aus „Table 12“, mit $k_n=1,09$ von 300 mm auf 600 mm und mit 1,03 auf homogenen Aufbau umgerechnet

Anhand der Anforderungen in EN 1194 und DIN 1052 an Bretter bzw. Keilzinkenverbindungen werden die Festigkeitsmodelle (8) und (11) Collings Festigkeitsmodell (s. Abschnitt 2.3) gegenübergestellt. Der Vergleich in *Tabelle 4* zeigt für die vier Wertepaare überraschend gute Übereinstimmung, wenn man bedenkt, dass beide Festigkeitsmodelle einen unterschiedlichen technischen Entwicklungshintergrund haben.

4.3.3 Versuche von Schickhofer [12]

Aus dieser Publikation werden Ergebnisse von 101 Biegeversuchen an homogenem Brettschichtholz und von entsprechenden Zugversuchen an Brettern und Keilzinkenverbindungen für die Verifikation herangezogen. Die Bretter für diese Versuche stammten aus österreichischen Sägewerken und wurden mit einer Biegemaschine sowie einem Röntgenscanner festigkeitssortiert. Der Vergleich in *Tabelle 5* zwischen Schickhofers Versuchswerten und Vorhersagewerten mit den Festigkeitsmodellen (7) bzw. (10) zeigt gute Übereinstimmung, wobei die Vorhersagewerte tendenziell über den Versuchswerten liegen. Da die Anzahl der Biegeträger in den fünf Stichproben 23, 30, 20, 10 und 18 betrug, wurden für den Vergleich die theoretischen 5%-Quantilen aus seiner Publikation verwendet. Ein Vergleich mit den verteilungsfrei ermittelten 5%-Quantilen ist im Forschungsbericht [2] angegeben.

4.3.4 Versuche von Falk et al. [13]

Für die Verifikation eignen sich aus dieser Arbeit drei bezüglich Brett-Zugfestigkeit unterschiedliche Versuchsreihen C30, C37 und C37/C30. Die Bretter, Herkunft Norwegen, wurden visuell und mit einer Biegemaschine festigkeitssortiert. Die charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeiten basieren auf insgesamt 312 Biegeversuchen. Die drei Vergleiche in *Tabelle 6* zwischen den Versuchswerten und den Vorhersagewerten der Gleichung (11) zeigen im Mittel Übereinstimmung.

4.3.5 Versuche von Aicher und Höfflin [14]

Dieses Forschungsvorhaben betrifft ursprünglich die Tragfähigkeit von Brettschichtholz mit Durchbrüchen. Für dieses Vorhaben wurden Brettschichtholzträger mit runden Durchbrüchen in Biegeversuchen geprüft. Zum Zwecke des Vergleichs hier, wurde daher die rechnerische maximale Biegerandspannung für 30 ausgewählte Biegeversuche ermittelt. Sie ist diejenige Randspannung, die beim Versagen im Versuchsträger herrschte. Versagensarten waren Durchbruch-, Biegeversagen oder eine Kombination aus beidem. Die 30 Versuchsträger bilden daher eine uneinheitliche Stichprobe, weil die Biegerandspannung von unterschiedlichen Versagensarten abhängt. Es kommen jeweils 15 gerade Träger aus GL32h mit 450 mm und 900 mm Höhe für die

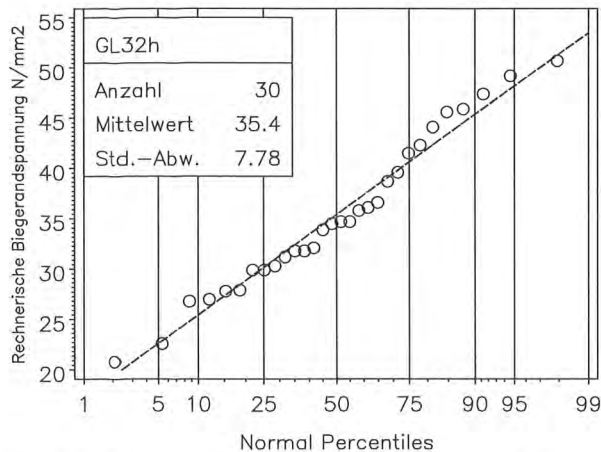


Bild 11 Verteilung der rechnerischen Biegezugspannung beim Versagen; Auswertung der Testserien 450-5h-0,3, 450-5h-0,4, 900-5h-0,2 bis 900-5h-0,4 in Aicher und Höfflin [14]

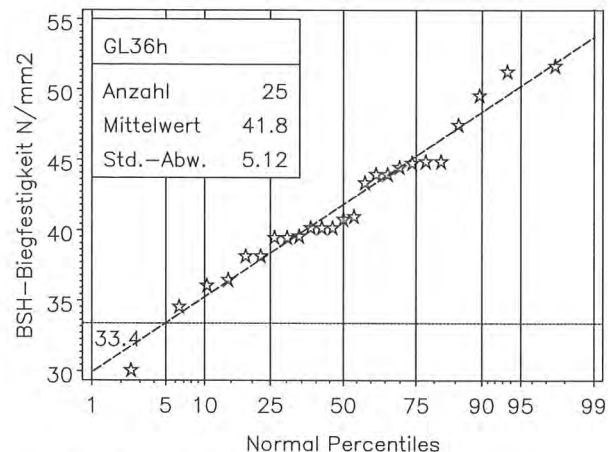


Bild 12 Verteilung der Brett-schichtholz-Biegefestigkeit; Werte wurden aus Brandner und Schickhofer [15] abgelesen. Daher ergeben sich geringfügige Rundungsdifferenzen.

vergleichende Betrachtung in Frage. Die Träger waren 120 mm breit und die Stützweite betrug 4,68 m ($< 18 \cdot 0,45 = 8,10$ m) bzw. 9,45 m ($< 18 \cdot 0,9 = 16,2$ m) und lag damit weit unter dem in EN 408 geforderten Wert. Entsprechend geringer, als in EN 408 vorgesehen, war das biegebeanspruchte Volumen.

Bild 11 zeigt die Verteilung der rechnerischen maximalen Biegezugspannung. Bei den zwei Trägern, denen die geringsten Werte $20,8 \text{ N/mm}^2$ und $22,6 \text{ N/mm}^2$ zugeordnet sind, wurde Biegeversagen beobachtet. Deshalb kann für die Biegefestigkeit – unabhängig von der Versagensart der übrigen Träger – ein 5%-Quantil von $21,7 \text{ N/mm}^2$ für die uneinheitliche Stichprobe mittels Interpolation abgezählt werden. Die Auswertung der Stichprobe zeigt damit einen äußerst kritischen Unterschied zwischen dem Nenn- und Istwert der charakteristischen Brett-schichtholz-Biegefestigkeit. Das kann ein weiterer Beleg für unzureichende Anforderungen an Bretter und Keilzinkenverbindungen im Fall von GL32h sein.

4.3.6 Versuche von Brandner und Schickhofer [15]

Brandner und Schickhofer [15] berichten von 25 Biegeversuchen an 600 mm hohen und 160 mm breiten Brett-schichtholzträgern der Festigkeitsklasse GL36h. Das erforderliche Brettmaterial wurde gezielt maschinell festigkeitssortiert, so dass eine charakteristische Brett-Zugfestigkeit von über 28 N/mm^2 erreicht wurde. Sie berichten von einer charakteristischen Keilzinken-Zugfestigkeit von $31,1 \text{ N/mm}^2$, was mit Gleichung (3) einer Biegefestigkeit von etwa 44 N/mm^2 entspräche.

Die Trägerversuche wurden nach EN 408 durchgeführt. In Bild 12 ist die Verteilung der Versuchswerte dargestellt. Das theoretische 5%-Quantil beträgt $33,4 \text{ N/mm}^2$ und das 95%-Vertrauensintervall [$29,3 \text{ N/mm}^2$; $36,0 \text{ N/mm}^2$]. Diese Ergebnisse passen widerspruchsfrei in den Zusammenhang in Bild 9, rechts. Selbst mit einer charakteristischen Brett-Zugfestigkeit von über 28 N/mm^2 wird der Nennwert von 36 N/mm^2 sehr unwahrscheinlich erreicht.

4.3.7 Zusammenfassung

Die quantitativen Gegenüberstellungen und die qualitative Bewertung der Biegeversuche von Aicher und Höfflin [14] sowie Brandner und Schickhofer [15] zeigen durchweg, dass die Vorhersagewerte der Festigkeitsmodelle (7) bzw. (8) und (10) bzw. (11) in Übereinstimmung mit den Versuchswerten stehen.

Der mit den Stichprobenumfängen (19, 19, 101 und 312) gewichtete, mittlere Quotient aus Vorhersage- und Versuchswert beträgt 1,02. In diesem Verhältnis sind also insgesamt 451 relevante Biegeversuche berücksichtigt. Jeweils unterschiedliche Wuchsgebiete der Bretter, Sortiermaschinen, Brett-schichtholzhersteller, Zeitpunkte der Herstellung und Forscher sind in diesem Verhältnis anteilig erfasst. Vor dem Hintergrund der jetzigen Erkenntnismöglichkeiten darf davon ausgegangen werden, dass die vorgeschlagenen Festigkeitsmodelle der Wirklichkeit sehr nahe kommen.

Dass Vorhersagewerte in Einzelfällen bis zu 13 % über den Versuchswerten liegen, ist eine Tatsache, die mannigfaltige und nachvollziehbare Gründe haben kann. Diese teilweise ungünstigen Abweichungen von den Vorhersagewerten, die die Bedeutung von charakteristischen Werten bekommen sollen, müssen schließlich im Sicherheitskonzept vom Teilsicherheitsbeiwert γ_M für die Baustoffeigenschaft abgedeckt werden.

4.4 Festigkeitsmodell für die Normung

Tabelle 7 zeigt mittelbar die Umsetzung der beiden Festigkeitsmodelle in einen kompakten Normungsvorschlag für homogenes Brett-schichtholz. Die Festigkeitsklassen sind von GL24h bis GL36h in 2-N/mm^2 -Schritten gestaffelt. Für den Vorschlag werden anhand der Gleichungen (8) und (11), die auf der charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit beruhen, Anforderungen an Bretter und Keilzinkenverbindungen festgelegt. Es wurde dabei berücksichtigt, dass bis GL28h das Festigkeitsmodell (8) gültig ist und ab GL30h Modell (11), weil zwischen diesen beiden Klassen die Gültigkeitsgrenze $21\text{-}22\text{-N/mm}^2$,

1	2	3	4	5	6	7
Festigkeits- klasse	$f_{t,l,k}$ N/mm ²	$f_{m,j,k}$ N/mm ²	$f_{m,g,k}$ N/mm ²	Werte in Sp. 4 mit	$\eta_{j,crack}$ %	Werte in Sp. 6 mit
GL24h	14	33	23,8	Gl. (8)	47	Gl. (9)
GL26h	18	35	26,0		50	
GL28h	21	38	28,2		48	
GL30h	24	41	30,1	Gl. (11)	54	Gl. (12)
GL32h	27	43	32,0		48	
GL34h	30	45	34,0		46	
GL36h	33	47	35,9		46	

Tabelle 7 Anforderungen an Bretter und Keilzinkenverbindungen für homogenes Brettschichtholz

die für die charakteristische Brett-Zugfestigkeit gilt, übersprungen wird. Das Verhältnis zwischen der charakteristischen Brett-Zugfestigkeit und der charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit wurde jeweils so gewählt, dass der Anteil Keilzinkenversagen bei etwa 50 % liegt. Das zeigen die Anteile in Spalte sechs, die mit den Gleichungen (9) und (12) berechnet wurden.

An die Beziehung zwischen den Nennwerten in Spalte eins und die Zugfestigkeiten in Spalte zwei lässt sich der nichtlineare Zusammenhang (14) anpassen:

$$f_{m,g,k} = 16,8 + 0,450 \cdot f_{t,l,k} + 0,00408 \cdot f_{t,l,k}^2 \quad (14)$$

In dieser Gleichung wird nur noch implizit die Unterscheidung in visuelle und maschinelle Sortierung bzw. die Gültigkeitsgrenze 21-22-N/mm² berücksichtigt. Der Zusammenhang zwischen den Anforderungen an Bretter und Keilzinkenverbindungen in den Spalten zwei und drei lässt sich erschöpfend mit Gleichung (15) erfassen.

$$f_{m,j,k} = 40,1 - 1,85 \cdot f_{t,l,k} + 0,1196 \cdot f_{t,l,k}^2 - 0,001737 \cdot f_{t,l,k}^3 \quad (15)$$

(lineare Alternative: $f_{m,j,k} = 21,9 + 0,769 \cdot f_{t,l,k}$)

Die Ergebnisse beider Gleichungen sind in Bild 13 dargestellt. Sie stehen im Einklang mit dem in EN 1194 verwendeten Format: Brettschichtholz-Biegefestigkeit nur in Abhängigkeit von der Brett-Zugfestig-

keit und zusätzlich Anforderungen an Keilzinkenverbindungen nur in Abhängigkeit von der Brett-Zugfestigkeit (vgl. Bild 5).

Anforderungen an Bretter und Keilzinken für kombiniertes Brettschichtholz sind in Tabelle 8 angegeben. Die höhere Biegespannung der äußeren Lamellen beim kombinierten Träger im Vergleich mit einem homogenen – unter Wirkung des gleichen Biegemoments – wird durch entsprechend höhere Anforderungen an Bretter und Keilzinken ausgeglichen. Die Bereiche der äußeren Lamellen müssen mindestens ein Sechstel der Trägerhöhe betragen.

5 Zusammenfassung

Es wurden 38 Brettschichtholzträger aus Nadelholz in Biegeversuchen geprüft. Die Träger hatten einen genormten Aufbau, der den Festigkeitsklassen GL32c und GL36c entsprach. Die charakteristischen Biegefestigkeiten betragen nur etwa 80 % der für die Festigkeitsklassen GL32c und GL36c erforderlichen Werte. Dieses bedenkliche Ergebnis hat eine erneute Forschungsarbeit auf dem Gebiet der Brettschichtholz-Biegefestigkeit ausgelöst. Es war das Ziel, diese niedrigen experimentellen Festigkeitswerte zu erklären. Dazu wurde die Modellierung der charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit – in Form von

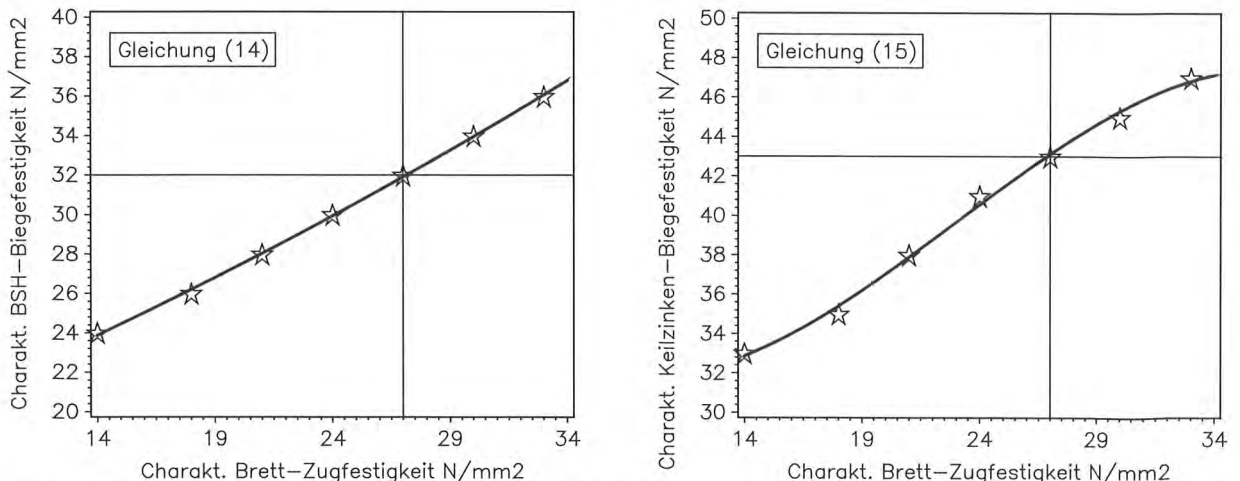


Bild 13 Homogenes Brettschichtholz: Charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit (links) und charakteristische Keilzinken-Biegefestigkeit (rechts) in Abhängigkeit von der charakteristischen Brett-Zugfestigkeit; Die Hilfslinien verdeutlichen GL32h.

Festigkeits- klasse	Äußere Lamellen		Innere Lamellen	
	$f_{t,i,k}$ N/mm ²	$f_{m,j,k}$ N/mm ²	$f_{t,i,k}$ N/mm ²	$f_{m,j,k}$ N/mm ²
GL24c	18	35	11	33
GL26c	21	38	14	33
GL28c	24	41	18	35
GL30c	27	43	18	35
GL32c	30	45	21	38
GL34c	33	47	24	41
GL36c	36	49	27	43

Tabelle 8 Anforderungen an Bretter und Keilzinken für kombiniertes Brettschichtholz

Festigkeitsmodellen – neu entwickelt und bewertet. Mit Hilfe eines Rechenmodells, mit dem unterschiedliche Sortierverfahren für Bretter simuliert und dann die mechanischen Eigenschaften von Brettern berechnet werden können, wurden Biegeversuche an Brettschichtholzträgern simuliert und deren Biegefestigkeit berechnet. Die simulierte Biegefestigkeit der Träger, die experimentell ermittelte Zugfestigkeit der Bretter, die den unterschiedlichen Sortierverfahren zugeordnet ist, und variierte Keilzinkenfestigkeiten bilden die zahlenmäßige Grundlage für die Herleitung der neuen Festigkeitsmodelle. In diesen Modellen ist die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit zugleich abhängig von der charakteristischen Brett- und charakteristischen Keilzinken-Biegefestigkeit. Zwei Festigkeitsmodelle sind für die Ermittlung der charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit gemeinsam geeignet:

ein Modell bis zur Festigkeitsklasse GL28h vor allem für visuell sortierte Bretter und ein weiteres ab GL30h aufwärts für maschinell sortierte Bretter. Anhand von etwa 450 Biegeversuchen an Brettschichtholz, über die im Schrifttum geeignete Ergebnisse veröffentlicht wurden, wurden die Modelle verifiziert. Demnach liegt der Vorhersagewert für die charakteristische Brettschichtholz-Biegefestigkeit im Mittel nur 2 % über den charakteristischen Versuchswerten aus dem Schrifttum. Die Festigkeitsmodelle stehen auch im Einklang mit den wissenschaftlichen Ergebnissen von Colling [4], die Ende der 80iger Jahre publiziert wurden.

Mit den beiden Modellen kann gezeigt werden, dass die gegenwärtigen Anforderungen an Bretter und Keilzinkenverbindungen in EN 1194 nicht ausreichen, um die Nennwerte der charakteristischen Biegefestigkeit von GL24h bis GL36h zu gewährleisten. Diese Erkenntnis bedeutet für GL32h: Während in EN 1194 charakteristische Werte von 22 N/mm² bzw. 38,8 N/mm² für die Brett-Zugfestigkeit und die Keilzinken-Biegefestigkeit gefordert werden, wären nach dem neuen Modell für maschinell sortierte Bretter 27 N/mm² bzw. 43 N/mm² erforderlich, also 20 % bzw. 10 % höhere Werte. Für GL36h sind statt 26 N/mm² bzw. 44,4 N/mm² nunmehr 33 N/mm² bzw. 47 N/mm² angezeigt, also 27 % bzw. 6 % höhere Werte. Bei kombinierten Trägern fallen die Anforderungen an Bretter und Keilzinkenverbindungen noch höher aus.

Die Festigkeitsmodelle liegen einem Vorschlag für die Modellierung der charakteristischen Brettschichtholz-Biegefestigkeit in prEN 14080 zugrunde.

6 Literatur

- [1] Tagungsband „Ingenieurholzbau; Karlsruher Tage 2006“. Karlsruhe: Bruderverlag
- [2] Blaß HJ, Frese M, Glos P, Denzler JK, Linsenmann P, Ranta-Maunus A (2008). Zuverlässigkeit von Fichten-Brettschichtholz mit modifiziertem Aufbau. Band 11. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau. In Vorbereitung zur Veröffentlichung im Universitätsverlag Karlsruhe: Karlsruhe
- [3] Blaß HJ, Schmid M (2005). Optimierung der Bemessung von Brettschichtholz mit maschinell sortierten Lamellen. Forschungsbericht der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abteilung Ingenieurholzbau. Karlsruhe, Universität (TH), unveröffentlicht
- [4] Colling F (1995). Brettschichtholz unter Biegebeanspruchung. Step 3. Fachverlag Holz der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V.: Düsseldorf 1995
- [5] Frese M (2006). Brettschichtholz aus Buche – ein leistungsfähiger Baustoff. Tagungsband „Ingenieurholzbau; Karlsruher Tage 2006“. Karlsruhe: Bruderverlag
- [6] Ehlbeck J, Colling F, Görlacher R (1985). Einfluss keilgezinkter Lamellen auf die Biegefestigkeit von Brettschichtholzträgern. Holz als Roh- und Werkstoff 43: 333-337, 369-373, 439-442
- [7] Colling F (1990). Tragfähigkeit von Biegeträgern aus Brettschichtholz in Abhängigkeit von den festigkeitsrelevanten Einflussgrößen. Karlsruhe, Universität (TH). Dissertation
- [8] Görlacher R (1990). Klassifizierung von Brettschichtholzlamellen durch Messung von Longitudinalschwingungen. Karlsruhe, Universität (TH). Dissertation
- [9] Colling F, Ehlbeck J, Görlacher R (1991). Glued Laminated Timber – Contribution to the Determination of the Bending Strength of Glulam Beams. CIB-W18A/24-12-1, Oxford, United Kingdom
- [10] Frese M (2006). Die Biegefestigkeit von Brettschichtholz aus Buche – Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Laminierungseffekt. Band 5. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau. Universitätsverlag Karlsruhe: Karlsruhe 2006. Dissertation
- [11] Aasheim E, Solli KH (1995). Size factor of Norwegian glued laminated beams. CIB-W18/28-12-2, Copenhagen, Denmark
- [12] Schickhofer G (1996). Development of Efficient Glued Laminated Timber. CIB-W18/29-12-1, Bordeaux, France
- [13] Falk R, Solli K, Aasheim E (1992). The performance of glued laminated beams manufactured from machine stress graded Norwegian spruce. Norsk Treteknisk Institutt. Meddelelse 77
- [14] Aicher S, Höfflin L (2006). Tragfähigkeit und Bemessung von Brettschichtholzträgern mit runden Durchbrüchen – Sicherheitsrelevante Modifikationen der Bemessungsverfahren nach Eurocode 5 und DIN 1052. Forschungsbericht der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, Otto-Graf-Institut, Abteilung Holzbau
- [15] Brandner R, Schickhofer G (2008). Strength models for GLT – Statements in regard to the TUG / hbf proposal concerning prEN 14080. In: CEN TC124 / WG3 Meeting, Wien 3.4.2008
- EN 408:1995. Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften
- DIN 1052:2004-08. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau
- DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
- EN 1194:1999. Brettschichtholz, Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte
- EN 1995-1-1:2004. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln für den Hochbau
- DIN 4074-1:2003-06. Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit, Teil 1: Nadel-schichtholz

Dipl.-Ing. Rouven Erhardt



Blaß & Eberhart
Ingenieurbüro für Baukonstruktionen
Pforzheimer Straße 15b
76227 Karlsruhe

- 1974 Geboren in Karlsruhe
1994 – 2000 Studium des Bauingenieurwesens
an der Universität Karlsruhe
2001 – 2003 Ingenieur bei Krebs und Kiefer beratende Ingenieure für das Bauwesen GmbH
Seit 2003 Ingenieur bei Blaß & Eberhart, Ingenieurbüro für Baukonstruktionen

Dipl.-Ing. (FH) Jürgen Schaffitzel



Schaffitzel Holzindustrie GmbH+Co.KG
Herdweg 23
74523 Schwäbisch Hall
Tel. 07907/ 79870-20
Fax: 07907/9870-720
E-Mail: Juergen.Schaffitzel@Schaffitzel.de

- 1954 geboren in Schwäbisch Hall
1975 – 1979 Studium Bauingenieurwesen an der FH Biberach
1979 – 1980 Vertiefung Holzbau an der Universität Karlsruhe
1980 – 1983 Bauingenieur bei einer Holzbaufirma im Münsterland
Seit 1983 bei Schaffitzel Holzindustrie
Seit 1989 Geschäftsführer
Seit 1994 geschäftsführender Gesellschafter

Obmann der Gütegemeinschaft BS-Holz
Stv. Vorsitzender der EGH, München
Mitglied des Landesbeirates Holz Baden-Württemberg
Mitglied des technischen Beirates der Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.

Die offene Holzfachwerkbrücke in Sneek (NL)

– ein innovatives Bauwerk für den Schwerlastverkehr aus modifiziertem Holz

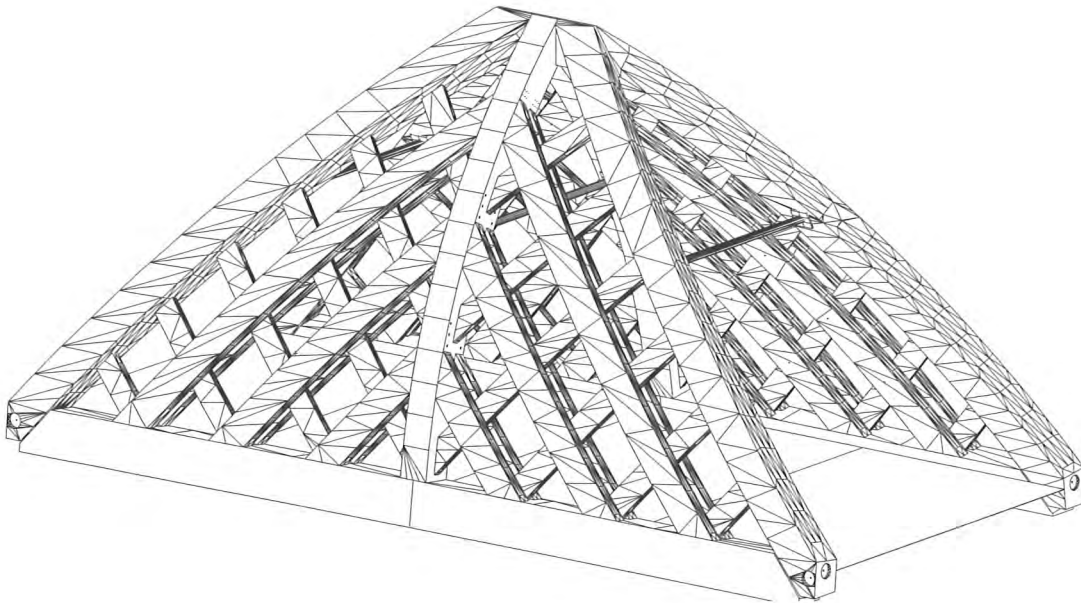


Bild 1 Brückenisometrie

Einleitung

Im Jahr 2007 stand es fest. Die beiden Brücken „Akkerwinde“ und „Molenkrite“, die die Autobahn A7 überspannen und verschiedene Stadtteile von Sneek miteinander verbinden sollen, sollten in einer bislang einzigartigen Konstruktion der Architektengemeinschaft Achterbosch, Leeuwarden und Onix, Groningen realisiert werden. Dieser Entscheidung des Bauherrn, der Provinz Frysland im Nordwesten der Niederlande, vorausgegangen waren mehrere Jahre Planungs- und Entwurfsarbeit sowie verschiedene Voruntersuchungen, die die Machbarkeit dieser außergewöhnlichen Konstruktion untermauern sollten. Der statisch-konstruktive Entwurf für die Holzkonstruktion stammt dabei vom Adviesbureau Lüning in Doetinchem (NL).

Im November 2007 bekam Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co. KG den Auftrag für die Planung und Bauausführung beider aufgehenden Brückenkonstruktionen aus Holz einschließlich ihrer Stahlfahrbahnen. Zunächst sollte im Laufe des Jahres 2008 die Brücke „Akkerwinde“ realisiert werden. Dazu wurde das Ingenieurbüro Blaß & Eberhart, Karlsruhe mit der Erstellung der statischen Berechnung der Holzkonstruktion sowie der Berechnung der Bau- und Montagezustände betraut. Bereits in der Entwurfsphase war das Büro bei diesem Projekt für den Bauherrn beratend tätig. Für die statische Berechnung des Stahldecks und der Herstellung der Stahlkonstruktion wurde die Firma BSB Staalbouw B.V., Bergum (NL) beauftragt.

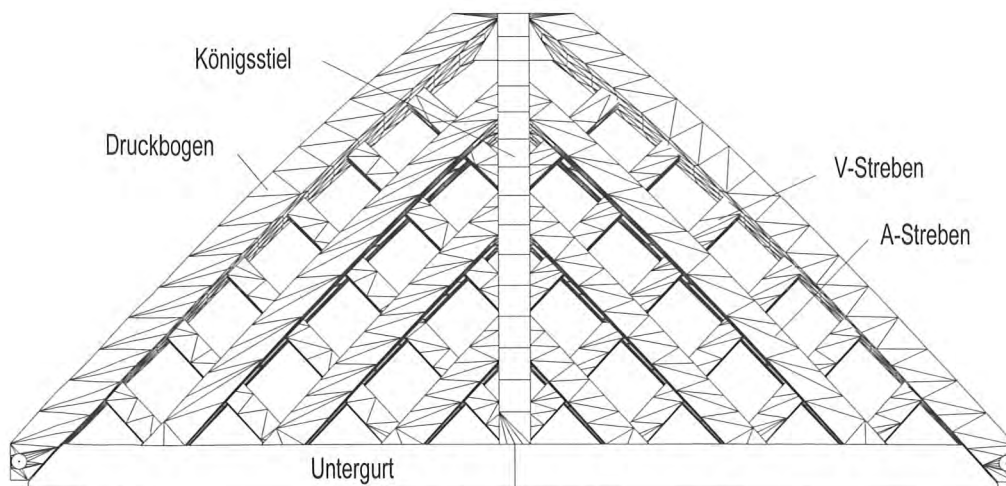


Bild 2 Brückenansicht

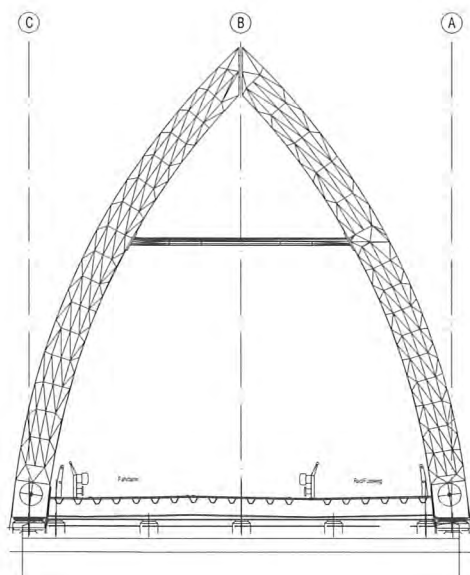


Bild 3 Brückenquerschnitt

Konstruktion

Die Brücke hat eine Spannweite von 31,60 m und eine nutzbare Breite von ca. 12 m. Darin untergebracht sind zwei Fahrspuren für den Schwerlastverkehr (60 Tonnen) und ein Geh- und Radweg. Die Höhe von Auflager zu First beträgt etwa 15 m.

Das Primärtragwerk besteht aus zwei in Brückenlängsrichtung angeordneten Holzfachwerkschalen. Zwischen den Untergurten der Fachwerke liegt als Sekundärtragwerk das Stahldeck. An den Firstpunkten sind die Fachwerke über ein Gelenk miteinander gekoppelt. Das Stahldeck besteht aus einer durch Längströge gestützten Fahrbahnplatte, die auf neun über die Brückenlängsrichtung verteilt angeordneten Querträgern aufgelagert ist. Die Querträger spannen zwischen den Untergurten der Holzfachwerke und sind an deren Unterseite durch eine Aufhängekonstruktion mit eingeklebten Gewindestangen abgeschlossen. Die Anschlusspunkte fallen mit den Knotenpunkten der Fachwerke zusammen.

Die Kontur der Holzfachwerke wird neben den Untergurten durch die Druckbögen gebildet, die von den Auflagern bis zum Firstgelenk verlaufen. In Brückenmitte sind zwischen den Untergurten und dem Firstgelenk die so genannten Königsstiele angeordnet. Die Flächen zwischen Untergurt, Druckbögen und Königsstiel werden durch sich kreuzende V-förmig angeordnete, einteiligen Streben und A-förmig angeordnete, zweiteilige Streben gefüllt.

Die Holzquerschnitte besitzen außergewöhnlich große Querschnitte, die Untergurte als größte Bauteile haben eine Abmessung von ca. $b/h = 108 \text{ cm}/150 \text{ cm}$.

Alle Holzbauteile sind stumpf gestoßen und durch eingeklebte Gewindestangen biegesteif miteinander verbunden. Einzige Ausnahme ist die Verbindung zwischen Untergurten und Druckbögen. Diese werden lediglich durch die Anordnung von Vorspannkabel aneinander gehalten.

In ca. 8 m Höhe sind zwischen den jeweils gegenüberliegenden Druckbögen und den Königsstielen Stahlriegel zur Stabilisierung angeordnet.

Aufgelagert ist die Brücke an den Enden der Fachwerkuntergurte und an den Fußpunkten der Druckbögen. Zudem sind die Stahlquerträger in den Endachsen über ihre Länge an je fünf Punkten aufgelagert.

Biegesteife Anschlüsse mit eingeklebten Gewindestangen

Sämtliche Strebenanschlüsse an die Untergurte und Königsstiele sind durch biegesteife Anschlüsse mit eingeklebten Gewindestangen bewerkstelligt. In den Streben sind die Gewindestangen entsprechend einem Hirnholzanschluss faserparallel angeordnet. In gleicher Weise sind auch die Anschlüsse der Königsstiele an die Untergurte und die Druckbögen sowie Königsstiele an die Stahlplatten im Firstgelenk ausgeführt. Die Gewindestangen sind im Hirnholz über den gesamten Querschnitt verteilt angeordnet. Deshalb können in den Anschlüssen neben den Normalkräften auch große Biegemomente übertragen werden. Nachgewiesen wurde jeweils die Tragsicherheit der maßgebenden Gewindestange im Querschnitt, die neben dem Anteil aus Normalkraft auch die maximale gleichgerichtete Axialkraft infolge des Biegemoments aufnehmen muss. Dies trifft auf die am weitesten vom Schwerpunkt des Anschlusses entfernt liegenden Gewindestangen zu. Mangels normativer Grundlagen in den Niederlanden wurden für die Bemessung der axial beanspruchten Gewindestangen die Bemessungsregeln von Riberholt (vgl. Step 1, C14/5) angewandt. Die in der Planungsphase durchgeführten Zugversuche an Hirnholzanschlüssen mit Gewindestangen M 48 bestätigten eine ausreichende Tragsicherheit dieser Bemessungsregeln für diesen Anwendungsfall.

Auftretende Querkräfte verteilen sich über die Anzahl der Gewindestangen eines Anschlusses, die Bemessung erfolgte nach der Theorie von Johansen.

Um die Dimensionen der Holzbauteile zu begrenzen, richteten sich die vorgesehenen Randabstände und Abstände der Gewindestangen untereinander nach Step C14. Die konservativeren Werte der DIN 1052:2004-08 sind teilweise nicht eingehalten. Aus diesem Grund sind in Nähe der Hirnholzflächen Querzug sichernde Gewindestangen mit 12 mm Durchmesser angeordnet, die ebenfalls mit Epoxydharz eingeklebt sind.

Aus Bild 5 und 6 lässt sich erahnen, dass die geometrische Planung der Gewindestangenanschlüsse insbesondere für den Konstrukteur eine besondere Herausforderung war.

Vorspannung

An den Berührungspunkten zwischen Druckbögen und Untergurten war aufgrund der Notwendigkeit einer hohen Zugkraftaufnahme bei gleichzeitiger Zwängungsfreiheit ein Gewindestangenanschluss nicht möglich. Aus diesem Grund ist in Längsrichtung der Brücke in beiden Untergurtachsen je ein Vorspannstrang angeordnet, der ein Öffnen der Fugen

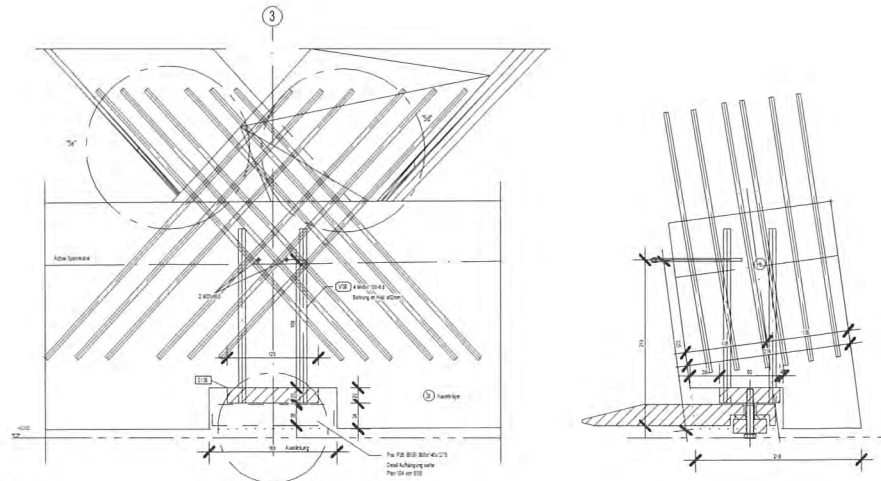


Bild 5 Anschluss von V- und A-Streben an den Unterzug

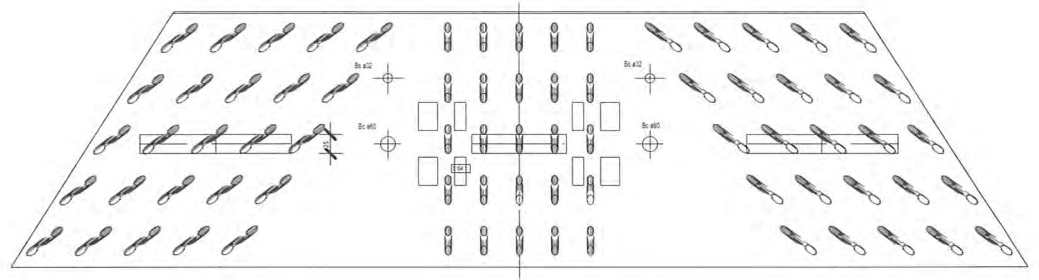


Bild 6 Stahlplatte des Firstgelenks mit Bohrungen für die Gewindestangen

zwischen Druckbögen und Unterzurten verhindert. Die Verankerungen der Vorspannung liegen an den Stirnseiten der Druckbögen (Bild 7). Die durch die Vorspannung eingepprägten Druckkräfte zwischen Druckbögen und Unterzurten werden durch die sogenannten Druckzylinder übertragen. Die Pressungsflächen zwischen Stahlplatten und Holzbauteilen

sind großformatig dimensioniert, damit die Druckfestigkeiten senkrecht bzw. schräg zur Faser der Holzbauteile nicht erreicht werden und dabei die Eindrückungen gering gehalten werden können.

Aufgrund des räumlichen Tragverhaltens der Brückenkonstruktion entstehen in Querrichtung der Brücke in den Endquerträgerachsen, also zwischen den Fußpunkten der Druckbögen Zugkräfte, die ebenfalls durch Vorspannkabel aufgenommen werden. Verankert sind diese Vorspannkabel an den Außenseiten der Druckbögen. Durch diese Maßnahme wird erreicht, dass die beiden Holzfachwerke zuverlässig an das Stahldeck gedrückt werden und die gesamte Konstruktion als räumliches Tragwerk zusammenwirken kann.

In der Berechnung für alle Vorspannungen mussten Schwind-, Quell- und Kriechverformungen des Holzes, aber auch Relaxation des Spannstahls sowie Keilschlupf am Spannanker berücksichtigt werden.

Auflagerkonzept und Zwängungen

Stahl und Holz sind Werkstoffe mit ganz unterschiedlichem Temperaturdehnungsverhalten. Während Stahl sich bei einer Temperaturerhöhung wesentlich ausdehnt bzw. bei einer Temperaturabsenkung in gleichem Maße schrumpft kann dieser Effekt bei Holz vernachlässigt werden.

Um Zwängungen zu vermeiden, müssen daher bei der Brücke Längsverschiebungen zwischen Stahldeck und Unterzurten der Holzfachwerke ermöglicht werden. Außerdem treten durch Kriech-, Schwind- und Quelleffekte des Holzes weitere Längenunterschiede zum Stahldeck auf. In Summe müssen relative Längenunterschiede von ca. 4 cm

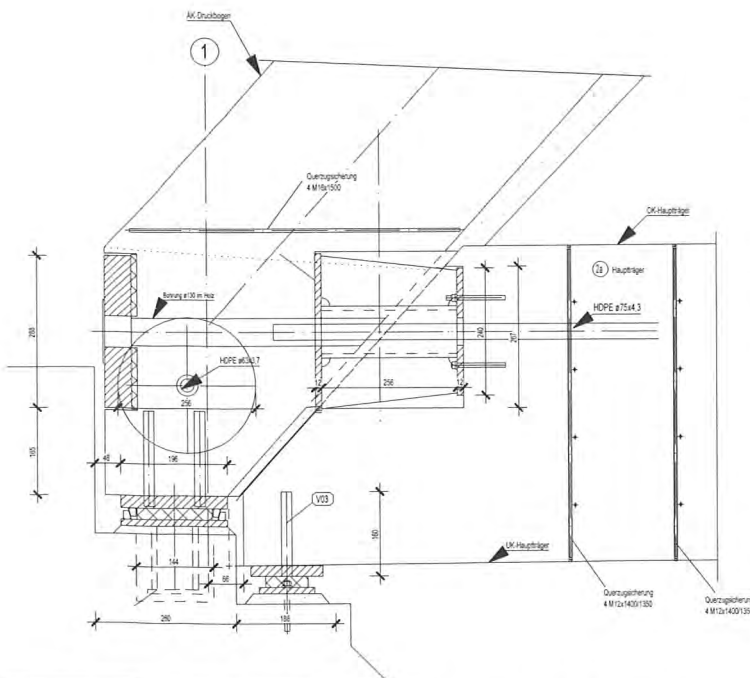


Bild 7 Auflagerung der Holzfachwerke und Anordnung der Vorspannung

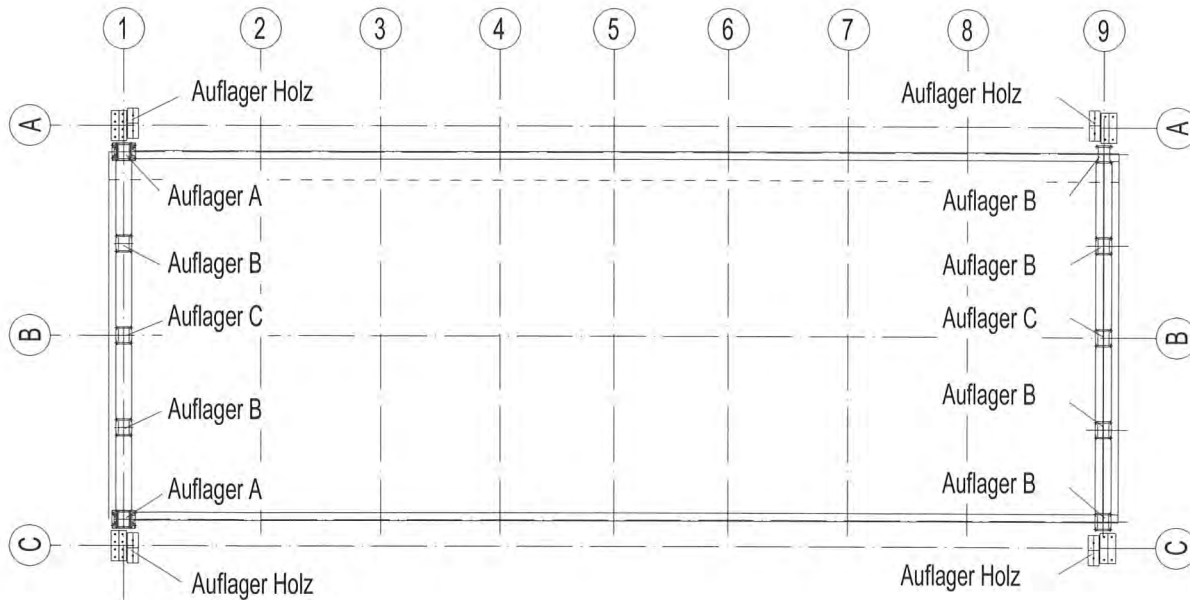


Bild 8 Auflagerplan

(Stahldeck länger als die Holzfachwerke) bzw. – 3 cm (Stahldeck kürzer als Holzfachwerke) kompensiert werden können. In den Fugen zwischen Stahldeck und Untergurten der Holzfachwerke sind deshalb Elastomerstreifen angeordnet, die die Verschiebungen bei geringen Reibungskräften ermöglichen sollen.

Auch die Anordnung der horizontal unverschieblichen Festlager wurde so gewählt, dass keine Zwängungen auftreten können. Festlager in Brückenlängsrichtung sind unter den Druckbögen in Achse 1 vorhanden. Hier werden Windkräfte und Anpralllasten aufgenommen. Am selben Brückenende sind zwei Auflager (A) unter dem Stahldeck zur Aufnahme der Bremskräfte ebenfalls in Längsrichtung unverschieblich. Am anderen Brückenende sind horizontal verschiebliche Auflager (B) angeordnet, um die Längsverschiebungen zwängungsfrei aufnehmen zu können. In Brückenquerrichtung ist in beiden Endachsen jeweils das in der Brückenachse B liegende Lager (C) horizontal unverschieblich. Neben den Windlasten müssen hier auch seitliche Anpralllasten aufgenommen werden können.

Statisches Modell und statische Berechnung

Die Schnittgrößenermittlung für die Holzkonstruktion erfolgte mit dem Stabwerksprogramm RStab. Das statische Modell umfasst sowohl die Holzkonstruktion als auch das Stahldeck, um das räumliche Tragverhalten der Brücke hinreichend abbilden zu können. Sämtliche Einwirkungen sind entsprechend der niederländischen Norm für Stahlbrücken (NEN 6788 (VOSB 1995)) angesetzt mit Ausnahme der Ermüdungsnachweise, bei denen die Norm für allgemeine Brückentragwerke (NEN 6706) zu Grunde gelegt werden musste. Neben den ständigen Lasten mussten folgende veränderliche Lasten (charakteristische Werte) berücksichtigt werden:

- Verkehrslasten: Bemessungs-LKW mit 600 kN verteilt auf 3 Achsen und eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 4 kN/m² (auch auf Geh- und Radweg)

- Ermüdung: Lastmodell 4 nach NEN 6706 (vgl. EN 1991-2:2003 – Verkehrslasten auf Brücken)
- Windlasten auf die Konstruktion und ein Verkehrsband mit einem Staudruck von 1,5 kN/m²
- Temperaturunterschiede +40 K/-25 K
- Anpralllasten: 1000 kN in Fahrtrichtung bzw. 500 kN quer zur Fahrtrichtung auf die Druckbögen für Fahrzeuge auf der Brücke; 2000 kN auf die Untergurte der Holzfachwerke für Anprall von Fahrzeugen auf der Autobahn; Ausfall einer Strebe; Versagen des Anschlusses Königsstiel an Untergurt

Für die Ermittlung der maßgebenden Lastfallkombinationen wurde ebenfalls die NEN 6788 (VOSB 1995) herangezogen. Die Schnittgrößen wurden nach Theorie 2. Ordnung ermittelt, aufgrund der planmäßig gekrümmten und gedrungenen Bauteile konnte dabei auf den Ansatz von Imperfektionen verzichtet werden. Es wurden die maßgebenden Lastfallkombinationen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ermittelt. In den Grenzzuständen der Tragfähigkeit wurde dabei unterschieden zwischen den Fällen Maximalbeanspruchung (ständige + veränderliche Lasten), Beanspruchung aus ständigen Lasten, Beanspruchung aus Anprall und Beanspruchung hinsichtlich ermüdungsrelevanter Einwirkungen.

Für die Bemessung aller Bauteile mussten die materialspezifischen niederländischen Normen herangezogen werden. Die Ermüdungsnachweise der Stahlbauteile wurden für die veränderlichen Spannungsamplituden auf Grundlage einer kumulativen linearen Schadenstheorie (Palmgrin-Miner-Regel) nachgewiesen. Mangels normativer Regelungen in den niederländischen Normen für die Bemessung von Holzkonstruktionen unter ermüdungsrelevanten Einwirkungen wurde die EN 1995-2:2004 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Brücken angewandt. Es konnte gezeigt werden, dass genaue Ermüdungsnachweise für die Holzbauteile nicht geführt werden müssen.

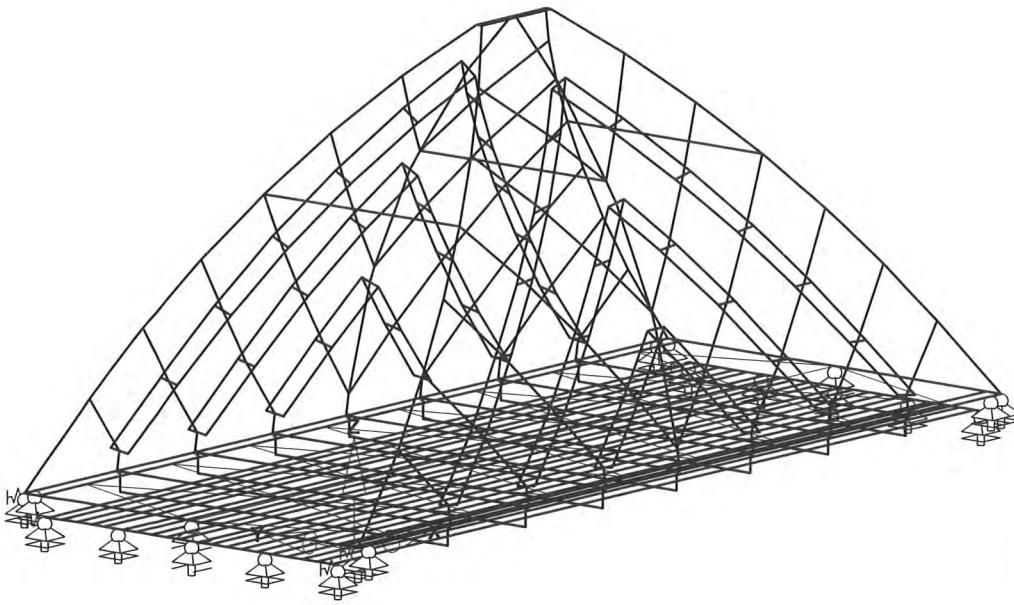


Bild 9 Stabwerksmodell der Fachwerkbrücke einschließlich Fahrbahn



Holztechnologie – Was ist Accoya-Holz ?

Als Ausgangsmaterial wird das Schnittholz einer neuseeländischen Kieferntart (*Pinus-Radiata*) verwendet, die sich durch eine sehr gute Imprägnierbarkeit auszeichnet. Das ist notwendig, da es sich bei dem Acetylierungsverfahren nicht um eine Oberflächenbehandlung handelt, sondern der Wirkstoff durch und durch in den Querschnitt eindringen muss und dabei die Zellstruktur im Holz verändert. Unbehandeltes Holz enthält freie Hydroxylgruppen, durch die es Wasser aufnimmt oder abgibt - das Holz quillt oder schwindet.

Bei dem Verfahren werden die Hydroxylgruppen in der Zellwand durch Essigsäureanhydrid in Acetylgruppen überführt. Dabei fällt Essigsäure an, die größtenteils mit Dampf ausgewaschen wird. Die Andockstellen für in den Holzquerschnitt eindringendes Wasser sind dadurch blockiert und somit die Wasseraufnahmefähigkeit der Holzquerschnitte erheblich reduziert.

Als Folge wird die Dauerhaftigkeit des Holzes entscheidend verbessert. Zudem ist acetyliertes Holz durch die veränderte Zellstruktur resistent gegen Pilz- und Insektenbefall. Die Holzkonstruktion dieser Brücke ist im Nutzungszustand frei der Witterung ausgesetzt.

Bei einer vorgesehenen Nutzungsdauer von 80 Jahren ist dies nur möglich durch Verwendung eines neuartigen, nicht-toxischen Verfahrens zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit der Holzbauteile, das Acetylieren des Holzes. Entwickelt wurde das Verfahren (Produktname Accoya) von dem niederländischen Unternehmen „Titan-Wood B.V.“

An der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine wurden Versuche an Brett-schichtholzträgern aus Accoya-Holz durchgeführt, bei denen eine geringe charakteristische Biegefestigkeit, ca. 21 N/mm² und ein mittlerer E-Modul ca. 9.600 N/mm² ermittelt wurden, also beides deutlich unterhalb von GL 24. Dagegen ist die mittlere Rohdichte des Holzes mit 540 kg/m³ sehr hoch, was in erster Linie auf die hohe Rohdichte des Ausgangsmaterials zurückzuführen ist und weniger durch die Modifikation. Bemerkenswert ist zudem die nahezu astfreie Qualität des Holzes. Dies wird mittels Aufasten des Plantagenholzes erreicht. Da nur acetyliertes Holz geprüft wurde, ist noch nicht aufgeklärt, wie die Unterschiede zu dem gleichen, nicht acetylierten Holz sind.

Korrosionsschutz

Bei der Modifikation des Holzes entsteht Essigsäure, die nach dem Verfahren teilweise im Holz verbleibt. Die Essigsäure verursacht in erhöhtem Maße Korrosion bei Stahlverbindungsmitteln und bei das Holz berührenden Stahlteilen. Im Vorfeld durchgeführte Untersuchungen mit gängigen Holzschrauben aus Baustahl zeigten innerhalb kürzester Zeit erheblichen korrosiven Angriff. Daher kamen diese Schrauben nicht in Frage. Auch Edelstahlschrauben konnten mangels Verfügbarkeit und aufgrund enormer Herstellungskosten nicht eingesetzt werden. Die Entscheidung fiel sowohl für die tragenden Verbindungen als auch für die Querbewehrung auf Gewindestangen (Baustahl Güte 8.8), die in 4 mm größere Bohrlöcher mittels aufgeschweißter punktförmiger Abstandhalter zentriert mit Epoxydharz eingeklebt sind. Durch die allseitige Überdeckung der Gewindestangen mit Epoxydharz ist ein

ausreichender Korrosionsschutz gegeben. Auch für die außen liegenden bzw. das Holz berührenden Stahlteile sind besondere Vorkehrungen getroffen. Sie sind feuerverzinkt und zusätzlich mit einem dreischichtigen Korrosionsschutzanstrich versehen.

Aufbau der Brettschichtholzträger

Es wurden mehrere Versuche gefahren, dieses Accoya-Holz zu verleimen.

Die Melaminharzleime bewährten sich alle nicht. Der mit einem hohen Phenolgehalt ausgestattete Aerodux, der noch im Bootsbau Verwendung findet, brachte die besten Ergebnisse für die Schichtverleimung.

Nach dem Schichtverleimen des Accoya-Holzes zu einachsigen gekrümmten Bögen wurden diese in 5,5 cm dicke Schichten mit einer speziellen Bandsäge einfach oder zweifach getrennt. Ein erneutes Hobeln der einfach gekrümmten Bauteile brachte sie auf das exakte Dickenmaß. Nun begann die Blockverklebung, bei der die zweite Krümmung hergestellt werden musste. Zunächst wurde ein Versuchsträger mit 8,00 m Länge hergestellt und zweiachsig gekrümmt, blockverklebt hergestellt. Es wurden hier zweierlei Leimsysteme ausprobiert, Dynosol S 204 mit fugenfüllender Wirkung und der für die Schichtverleimung verwendete Aerodux. Der Probeträger wurde zersägt und an den Teilen Delamierungsprüfungen vorgenommen. Beide Kleber erwiesen sich als geeignet. Man entschied sich von Bauherrenseite für den Aerodux, was eine geringe Fugendicke und entsprechend sehr genaues Arbeiten erfordert. Es wurden in den Hallenboden Presssysteme eingebaut, um für die verschiedenen Formen der blockverklebten Teile die Geometrie für die zweite Krümmung einrichten zu können, ohne ein vollständiges Lehrgerüst bauen zu müssen. Nach Einrichten der Pressen auf die ermittelten Sollhöhen wurden entsprechend der Krümmung zugeschnittene Keilhölzer aufgebracht, die den Winkel zwischen Presse und Blockunterseite ausfüllen. Seitliche Böcke, die justierbar sind, brachten den Block in Form. Die offene Zeit des Klebers war begrenzt und der Verleimvorgang musste schnell durchgeführt werden. Der Kleber wurde in ein Wasserbassin gestellt, welches mittels Tauchmilchkühler auf die erforderliche Temperatur gebracht wurde. So verlängerte sich die offene Zeit des Klebers um 15 - 20 Minuten auf insgesamt 1 Stunde 15 Minuten. Dann begann das Verputzen der Bauteile. Mit einer speziell dafür vorgesehenen Fräse wurden die Bauteile verputzt und verschliffen.

Um die Steigung zu überwinden wurde eine Seilwinde an der Fräse befestigt. Ein Anschlag links und rechts diente zur Justierung der Fräse.

Knotenverbindungen

Das Ausfräsen der Untergurte $b/h = 108/150$, erfolgte mittels Sägeschnitten und der Oberfräse. Es wurden Leerrohre für ein Vorspannkabel

in den beiden Untergurten eingebaut. Die Ausfräsung erfolgte vor der Blockverklebung. Zwei Montagetische wurden gebaut und mit einem OSB-Belag versehen. Einer davon wurde in der neu errichteten Halle aufgebaut und die Teile darauf angelegt. So lies sich die Form überprüfen und die Maße von diesem Reißboden auf die Einzelteile für den Abbund übertragen. Nach den Zuschnitten wurden die Teile wieder fügegerecht aufgelegt. Dieses maßgenaue Anlegen der Bauteile 1:1 brachte die Vorgaben für die räumlichen Ausrichtungen der exakten Bohrungen der Bauteile. Abgeklappt wurden die Bauteile mit einer Motorsäge mit einer Schwertlänge von 2,13 m, die eigens dafür beschafft und mit einem Plexiglasschutz und zusätzlichen Griffen ausgestattet wurde. Leichte Unebenheiten der Schnitte wurden mit dem Balkenhobel geglättet. Das Verbohren der Konstruktion erforderte spezielle Bohrer. Mit Pressluft werden die Späne aus dem Bohrloch entfernt. Eine spezielle Schneide und ein spezieller Schaft lassen das Entweichen der Späne zu. Mit einer selbst entwickelten Vorrichtung lässt sich das Bohrgerät exakt in jeder Neigung und Richtung einjustieren. Dies war bei jeder der 1.200 Bohrungen notwendig, um ein exaktes Bohrloch zu fertigen. Die Bauteile wurden komplett verschliffen und die Kanten gerundet. Danach wurden die Bauteile einmal farblos mit Aidol-Imprägniergrund GN eingelassen und einmal mit Remmers Aidol HK-Lasur, Farbton Pinie gestrichen. Der zweite Anstrich erfolgte auf der Baustelle.

Der zweite Montagetisch wurde zur Baustelle transportiert und dort aufgebaut. Das fertig abgebundene Accoya-Brettschichtholz wurde zusammengefügt und mit Gewindestangen verbunden. Das Einkleben der Gewindestangen erfolgte unter einem beheizten Zelt. Jede Gewindestange erhielt Aufschweißpunkte, die dem gleichmäßigen Abstand der Gewindestange zu dem Accoya-Holz gewährleistete. Durch seitliche Bohrlöcher wurde der Epoxidharz eingepresst. Mit dem Austreten des Klebers aus Entlüftungsbohrungen konnte die Füllung kontrolliert werden.

In dem Vortrag wurde auf die Herstellung sehr großer zweiachsig gekrümmter Bauteile aus Accoya-BS-Holz und deren Fügung zu fachwerkartigen Stabwerksstrukturen für die Brücke behandelt. Hierfür mussten von wissenschaftlicher Seite Werte für die Tragfähigkeit beigestellt werden. Praktische Tests führten zu Erkenntnissen über die Eignung von Klebstoffen. Zur Herstellung der Bauteile waren neue Technologien und Werkzeuge zu entwickeln. Erstmals wurden in Bohrlöcher eingeklebte Stahlstangen als durchgängig eingesetzte Technik für die Knotenverbindungen angewandt. Auch zu deren Herstellung waren Werkzeugentwicklungen erforderlich. Das Aufrichten der Brücke mit einer Stahlkonstruktion als Fahrbahn dürfte einen eigenen Vortrag wert sein. Als Unternehmen freut es uns, dass wir diesen Auftrag im Vertrauen auf unsere Innovationskraft angegangen sind und tatsächlich für alle Probleme Lösungen gefunden haben.

Beteiligte Holzkonstruktion

Bauherr: Provinz Frysland

Architekt: Architektengemeinschaft Achterbosch, Leeuwarden (NL)
und Onix, Groningen (NL)

Herstellung + Ausführung: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.
KG, Schwäbisch Hall-Sulzdorf

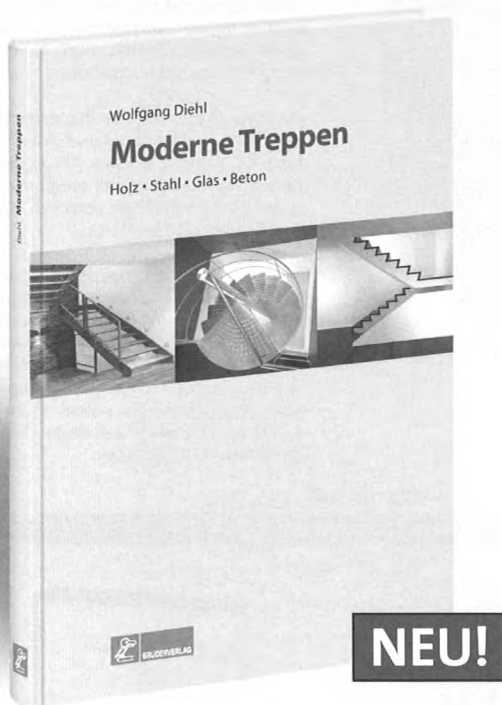
Entwurf: Adviesbureau Luning, Doetinchem (NL)

Tragwerksplaner: Blaß & Eberhart, Ingenieurbüro für Baukonstruktionen, Karlsruhe

Werkplanung: Dipl.-Ing. Rolf Malthaner, Rülzheim

Moderne Treppen fachgerecht bauen

So setzen Sie auch schwierige Konstruktionen sicher um



Moderne Treppen

Holz – Glas – Stahl – Beton.

Von Wolfgang Diehl.

2008, DIN A4, Gebunden.

240 Seiten mit 412 Abbildungen und 20 Tabellen.

ISBN 978-3-87104-169-3.

€ 59,-

Ob ausgefallene Konstruktionen, schwierige Materialien oder die Sanierung bestehender Anlagen – es gibt viele Herausforderungen, die beim Thema Treppenbau auf Sie zukommen. Hier hilft Ihnen die Neuerscheinung „Moderne Treppen“ weiter: Das Fachbuch stellt Ihnen zahlreiche aktuelle Treppenkonstruktionen vor und zeigt, wie Sie die **Vorstellungen der Auftraggeber fachgerecht umsetzen**.

Zahlreiche Abbildungen verdeutlichen Ihnen anschaulich, welche Anforderungen Sie bei **ausgefallenen Konstruktionen** erfüllen müssen und wie Sie diese umsetzen. So erfahren Sie nicht nur, welche Materialien Sie einsetzen können, sondern auch, wie Sie zum Beispiel die entsprechende Verankerung und Stabilität einer Treppe erreichen.

In seinem vierten Buch zum Treppenbau bietet Ihnen der Autor Wolfgang Diehl **Einblicke in den Bau von hochwertigen Treppen** mit den unterschiedlichsten Materialkombinationen. Sie finden hier neben klassischen Holztreppe auch Stahl-Holz- oder Beton-Holzkonstruktionen sowie Konstruktionen mit Glasstufen. Darüber hinaus erhalten Sie einen Überblick über verschiedene Möglichkeiten und Vorgehensweisen bei der Sanierung bestehender Treppenanlagen. So sind Sie **bestens für die Anfragen Ihrer Kunden gerüstet**.

Ihre Vorteile:

- Sie erhalten **zahlreiche neue Anregungen** für den Bau auch von schwierigen Treppen.
- Das Werk liefert Ihnen hilfreiches Wissen für die Praxis aus dem umfangreichen Erfahrungsschatz des Autors.

Ob Holz, Glas, Stahl oder Beton – bestellen Sie sich jetzt DAS Fachbuch für den Bau moderner Treppen!

Aus dem Inhalt:

- Treppenforschung • Treppensanierung • Dachraum bei Gebäudeklasse 4
- Falwerktreppen • Blockstufentreppen • Holztreppe • Beton-Holz-Treppen
- Stahl-Holz-Treppen • Kragstufentreppen • Bolzentreppen • Stahltreppen
- Treppen mit Glasstufen • Spindeltreppen • Wendeltreppen • Steiltreppen

Direkt bestellen! Per Fax: 02 21 5497-130

baufachmedien.de
DER ONLINE-SHOP FÜR BAUPROFIS

Telefax: 0221 5497-130 • Telefon: 0221 5497-304 • service@bruderverlag.de • www.baufachmedien.de

Hiermit bestelle ich:

Expl.	Bestell-Nr.	Titel	Preis
	169	Moderne Treppen	€ 59,-
	3100003	Aktuelle SSB-Seminarübersicht (Veranstalter: SSB Spezial Seminare Bau GmbH)	Gratis!

Preisirrtum und Änderungen vorbehalten. Preise inkl. MwSt. zzgl. Versand. Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen, siehe www.rudolf-mueller.de/agb.html. Sie können der Verwendung Ihrer E-Mail-Adresse für Direktwerbemaßnahmen jederzeit widersprechen. Dadurch entstehen Ihnen ausschließlich Übermittlungskosten nach den Basistarifen.

Firma _____ Name/Vorname des Firmenansprechpartners _____

Straße _____ PLZ/Ort _____

Telefon/Fax _____ E-Mail _____



Ein Unternehmen der Gruppe Rudolf Müller

BRUDERVERLAG
Albert Bruder GmbH & Co. KG
Stolberger Straße 84
50933 Köln
Telefon: 0221 5497-304
Telefax: 0221 5497-130
service@bruderverlag.de
www.baufachmedien.de

Durchblick ist käuflich!

Und zwar gleich hier.



Neu!

Mit dem neuen „Prüfungsbuch für Zimmerer“ lernen Sie leichter und schneiden bei Prüfungen besser ab. Sie finden darin die gesamten Inhalte der drei Ausbildungsjahre verständlich und gründlich erklärt. Durch die Frage- und Antwortform trainieren Sie den Lernstoff einfacher, schneller und effizienter.

• 2008. 432 Seiten. Kartoniert.
Best.-Nr. 87104-170 • € 19,50



Neu nach EnEV 2007!

Mit dem Fachbuch haben Sie eine kurze und übersichtliche Zusammenfassung der wichtigsten Fragen zur energetischen Sanierung zur Hand, wie sie sich im Baurengespräch und bei der Planung ergeben. Die Kurzdarstellung der EnEV erläutert Ihnen Ziele und Verantwortlichkeiten.

• 2008. 218 Seiten. Kartoniert.
Best.-Nr. 02435 • € 39,-



Neu!

Das neue Treppenbuch von Wolfgang Diehl bietet Ihnen einen umfassenden Überblick über die Gestaltungsmöglichkeiten beim Bau hochwertiger und individueller Treppen. Im Mittelpunkt stehen dabei Treppen aus Holz; auch in Verbindung mit Glas, Stahl und Beton.

Die Neuerscheinung „Moderne Treppen“ zeigt dem Treppenbauer und dem Planer rund 100 gebaute Treppen. Alle Konstruktionen sind Unikate und entstanden in enger Zusammenarbeit zwischen Planer, Handwerker und Bauherrn.

Über 400 Fotos und Detailskizzen erläutern technische Grundlagen, Hintergründe, aktuelle Normen und Vorschriften und veranschaulichen die Umsetzung. Zimmermeister Wolfgang Diehl ist seit 30 Jahren ausschließlich im Treppenbau tätig. Bis heute haben mehr als 4.000 handwerklich gefertigte Treppen seine Werkstatt verlassen.

• 2008. 240 Seiten. Gebunden.
Best.-Nr. 87104-169 • € 59,-



Die wichtigsten Grundlagen und -regeln des gesamten Arbeitsgebiets im Zimmerhandwerk wurden in der Neuauflage um das Kapitel über den Rechnerischen Abbund erweitert. Die Neuerungen der DIN 1052:2004-08 wurden eingearbeitet.

• 2006. 544 Seiten. Gebunden.
Best.-Nr. 87104-155 • € 42,-



Jetzt bestellen!

„Für den Holzbau – Aufgaben und Lösungen nach DIN 1052“ bietet Bemessungsaufgaben, die in Zimmerei und Ingenieurbüro an der Tagesordnung sind. Auszubildern gibt die Sammlung Aufgabenstellungen an die Hand, Meisterschülern und Studenten fachbegleitende Übungsbeispiele.

• 2007. 368 Seiten. Kartoniert.
Best.-Nr. 87104-159 • € 39,-



4. Neuauflage

„Holzrahmenbau – Bewährtes Hausbau-System“ bietet das Wissen für den Bau individueller sowie technisch und wirtschaftlich einwandfreier Holzbauten. Zimmerer, Architekt oder Ingenieur: Die 4. Auflage des Buchklassikers liefert dem Holzfachmann bewährte Methoden zum effizienten Entwurf und Bau von Holzrahmenhäusern.

• 2007. 576 Seiten. Gebunden.
Best.-Nr. 87104-139 • € 105,-



„Holzrahmenbau Details“ enthält die Standarddetails der Holzrahmenbauweise für den Planer und Holzbauer. Über 370 Konstruktionsdetails der neuesten Auflage des Buchklassikers „Holzrahmenbau – Bewährtes Hausbau-System“ stehen dem Holzbauprofi in Form von dwg-, dxf- und pdf-Dateien zur Verfügung.

• Version 2007. CD-ROM.
Best.-Nr. 87104-160 • € 75,-



Neu!

Für Wärmebrückennachweise sind umfangreiche und komplexe Berechnungen notwendig. Die DIN 4108 ermöglicht zwar mit dem Beiblatt 2 vereinfachte Nachweise nach dem Prinzip der Gleichwertigkeit. Doch die Angaben bezüglich des Holzrahmenbaus sind äußerst spärlich.

Die CD-ROM „Wärmebrücken im Holzrahmenbau“, löst dieses Problem, denn hier erhalten Sie alle relevanten Detailkonstruktionen übersichtlich zusammen gestellt. So können Sie das passende – nachgewiesene – Detail entnehmen, Ihre eigenen Werte eintragen und es direkt in Ihre Bauunterlagen übernehmen. Die neutrale Aufbereitung des Wärmebrückenkatalogs macht Sie dabei unabhängig von Herstellerkatalogen und kann einen aufwändigen bauphysikalischen Nachweis ersetzen. Mit der Ausführung von Holzbaudetails gemäß der CD-ROM erfüllen Sie so die Forderungen des Wärmeschutzes in Bezug auf Wärmebrücken.

Ihre Vorteile:

- Sie finden schnell alle erforderlichen Daten für den Nachweis der Gleichwertigkeit
- Dadurch können Sie auf komplexe Wärmebrückenberechnungen verzichten
- Die CD-ROM macht Sie unabhängig von Herstellerkatalogen

• 2008. CD-ROM in DVD-Box.
Best.-Nr. 87104-168 • € 79,-

Bestellfax: 0221 5497-130

Telefon: 0221 5497-120 • www.baufachmedien.de

Hiermit bestellen wir die (X) angekreuzten Titel:

Bitte hier Ihren Firmenstempel einsetzen oder Adresse eintragen

1340

Datum / Unterschrift

Preisirrtum und Änderungen vorbehalten. Preise inkl. MwSt. zzgl. Versand. Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen, siehe www.rudolfmueller.de/agb.html.



BRUDERVERLAG
Albert Bruder GmbH & Co. KG
Stolberger Str. 84 50933 Köln
Telefon: 0221 5497-120
Telefax: 0221 5497-130
service@bruderverlag.de
www.bauenmitholz.de

