

**Tobias Vogt**

**Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holzrahmenwänden unter Berücksichtigung lokaler Effekte**

Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau  
Heft 6

Tobias Vogt

Entwicklung eines Berechnungsmodells zur  
Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens  
von Holzrahmenwänden unter Berücksichtigung  
lokaler Effekte

Die vorliegende Arbeit wurde vom Fachbereich Bauingenieur- und Umweltingenieurwesen der Universität Kassel als Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) angenommen.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Werner Seim  
Weitere Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Bohumil Kasal

Tag der mündlichen Prüfung

28. November 2014

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek  
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar

Zugl.: Kassel, Univ., Diss. 2014  
ISBN 978-3-86219-920-4  
ISBN 978-3-86219-921-1  
URN: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:0002-39216>

© 2015, kassel university press GmbH, Kassel  
[www.upress.uni-kassel.de](http://www.upress.uni-kassel.de)

Umschlaggestaltung: Bettina Brand Grafikdesign, München  
Printed in Germany

#### Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Werner Seim  
Universität Kassel  
Fachbereich Bauingenieurwesen  
Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau  
Kurt-Wolters-Straße 3  
34125 Kassel  
Tel. +49 (0) 561 804 2625  
Fax +49 (0) 561 804 7647  
[wseim@uni-kassel.de](mailto:wseim@uni-kassel.de)  
[www.uni-kassel.de/fb14/tragwerk/](http://www.uni-kassel.de/fb14/tragwerk/)

# **Vorwort des Herausgebers**

Für seine wissenschaftlichen Untersuchungen hat Herr Vogt ein Konstruktionsprinzip ausgewählt, welches auf den ersten Blick wenig Potenzial für neue, originelle und gleichermaßen praxisrelevante Forschungsergebnisse liefern könnte. Die nahezu unüberschaubare Fülle von Veröffentlichungen, die sich mit dem Trag- und Verformungsverhalten von Holzrahmenelementen befassen, legt den Schluss nahe, dass hier schon alles ausprobiert und mit mehr oder weniger wissenschaftlicher Tiefe belegt wurde. Das betrifft sowohl experimentelle Untersuchungen im Labor als auch die Entwicklung rechnerischer computerbasierter Verfahren zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens. Umso beeindruckender ist es, dass es Herrn Vogt gelungen ist, gleich zwei Themenfelder zu finden, für die er eigenständige und neue wissenschaftliche Beiträge liefert.

Auf der Grundlage einer umfangreichen Sichtung des Fachschrifttums hat er ein Versuchsprограмm entwickelt, bei dem erstmalig Verformungen von Holzrahmenelementen mit einem optischen Messverfahren aufgezeichnet und anschließend den einzelnen Tragelementen zugeordnet werden. Für die rechnerische Beschreibung des Tragverhaltens von Holzrahmenelementen entwickelt Tobias Vogt eine Vorgehensweise, welche ohne kalibrierende begleitende Versuche an Verbindungsmitteln auskommt. Die Parameter für das Rechenmodell können den verfügbaren technischen Regeln entnommen werden. Die Zuverlässigkeit des Rechenverfahrens und die breite Anwendbarkeit werden anschaulich dokumentiert. Ich wünsche der Dissertationsschrift von Tobias Vogt eine gute Verbreitung in der Fachwelt.

Kassel, im Januar 2015

Werner Seim



# **Vorwort des Verfassers**

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau der Universität Kassel. Die Anregung zu dieser Forschungsthematik verdanke ich meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Werner Seim. Bei ihm möchte ich mich auch in besonderer Weise für das entgegengebrachte Vertrauen und die vielen sowohl intensiven als auch konstruktiven Gespräche bedanken, die mich immer wieder neu motivierten und mir halfen, den „roten Faden“ der Arbeit im Auge zu behalten.

Im Weiteren bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Bohumil Kasal für die Übernahme des Korreferats sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Jens Wackerfuß und Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Racky für die Mitwirkung in der Promotionskommission.

Ein besonderer Dank gilt meinen Kollegen Dipl.-Ing. Lars Eisenhut, Dipl.-Ing. Johannes Hummel, Dipl.-Ing. Michael Schick, Dipl.-Ing. Horst Ulrich, Dipl.-Ing. Wolfgang Römer und Kai Sommerlade B. Sc. sowie meiner Kollegin Dr.-Ing. Daniela Wrzesniak, die mich immer wieder durch Diskussionen bei der Lösung unterschiedlichster Problemstellungen unterstützten. Herrn Guido Osterbart, Herrn Dr.-Ing. Thomas Hahn und Herrn Ralf Füllgraf danke ich für die Unterstützung bei der Vorbereitung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen. Außerdem danke ich Frau Bianca Böhmer für die Unterstützung bei den anfallenden Verwaltungsaufgaben.

Ebenfalls möchte ich mich bei Herrn Georg Feller M. Sc., Herrn Gabriel Höflich B. Sc., Herrn Paul Marker M. Sc. sowie Herrn Jonas Schmidt M. Sc. bedanken, die im Rahmen ihrer Projekt- und Abschlussarbeiten einen wichtigen Beitrag zum Gelingen der Arbeit geleistet haben.

Ganz besonders herzlich danke ich meiner Frau Manuela sowie meinen Kindern Celina und Elias für das Verständnis und die aufgebrachte Geduld in dieser Zeit.

Kassel, im Januar 2015

Tobias Vogt



# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort des Herausgebers</b>	<b>iii</b>
<b>Vorwort des Verfassers</b>	<b>v</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Einordnen der Thematik und Motivation . . . . .	1
1.2 Ziele und Vorgehensweise . . . . .	2
<b>2 Tragverhalten und Bemessung von Holzrahmenwänden</b>	<b>5</b>
2.1 Aufbau Holzrahmenwände . . . . .	5
2.2 Ermittlung der Tragfähigkeit . . . . .	6
2.2.1 DIN 1052:1988 (Zugdiagonalen) . . . . .	6
2.2.2 DIN EN 1995-1-1:2010 (Schubfeldmodell) . . . . .	7
2.2.3 New Zealand Standards (NZS 3603) . . . . .	9
2.2.4 Canadian Standards Association (CSA 086) . . . . .	10
2.3 Ermittlung der Steifigkeit . . . . .	10
2.3.1 Erläuterungen zur DIN 1052 . . . . .	11
2.3.2 New Zealand Standards (NZS 3603) . . . . .	14
2.3.3 Canadian Standards Association (CSA 086) . . . . .	17
2.4 Vergleich normativer Regeln . . . . .	18
2.5 Modellbildung mit plastischen Bemessungsansätzen . . . . .	23
2.5.1 Anwendung des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie . . . . .	23
2.5.2 Anwendung des oberen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie . . . . .	25
<b>3 FE-Modellierung von Holzrahmenwänden</b>	<b>29</b>
3.1 Modellierungsvarianten . . . . .	29
3.1.1 Globale Federn für Wandelemente . . . . .	29
3.1.2 Lokale Federelemente für einzelne Verbindungsmittel . . . . .	31
3.2 Beispielhafte Rechenmodelle . . . . .	34
3.2.1 Muszala 1987 . . . . .	36
3.2.2 Raschper 1990 . . . . .	38
3.2.3 Dettmann 2003 . . . . .	40
3.2.4 Judd & Fonseca 2005 . . . . .	42
3.2.5 Dinehart et al. 2006 . . . . .	44
3.2.6 Sandau-Wietfeldt 2008 . . . . .	45

3.2.7	Xu & Dolan 2009 . . . . .	49
3.2.8	Vessby et al. 2010a . . . . .	51
3.2.9	Vessby et al. 2010b . . . . .	53
3.2.10	Schädle 2012 . . . . .	54
3.2.11	Rinaldin 2013 . . . . .	57
3.3	Zwischenbilanz . . . . .	60
<b>4</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen zu Holzrahmenwänden</b>	<b>63</b>
4.1	Konzeption und Auswertung von Versuchen . . . . .	63
4.1.1	Eingangsparameter . . . . .	63
4.1.2	Auswertung von Versuchsergebnissen . . . . .	65
4.2	Verbindungsmittleinheiten . . . . .	68
4.2.1	Blaß 1990 und 1991 . . . . .	68
4.2.2	Dolan & Madsen 1992 . . . . .	69
4.2.3	Zimmer & Lißner 1992 . . . . .	70
4.2.4	Chui & Ni 1997 . . . . .	71
4.2.5	Girhammar et al. 2004 . . . . .	72
4.2.6	Vessby et al. 2008 . . . . .	74
4.3	Verankerungsdetails . . . . .	76
4.3.1	Blaß & Schädle 2011 . . . . .	76
4.3.2	Caprolu 2012 . . . . .	77
4.3.3	Tomasi & Sartori 2013 . . . . .	80
4.4	Holzrahmenwände . . . . .	82
4.4.1	Literaturübersicht . . . . .	82
4.4.2	Becker & Zeitter 1992 . . . . .	87
4.4.3	Girhammar & Källsner 2004 . . . . .	90
4.4.4	Boudaud et al. 2010 . . . . .	92
4.4.5	Sartori et al. 2012 . . . . .	94
4.5	Zwischenbilanz . . . . .	96
<b>5</b>	<b>Versuchsprogramm Optimberquake</b>	<b>99</b>
5.1	Werkstoffe . . . . .	99
5.2	Lastprotokolle . . . . .	102
5.3	Verbindungsmittleinheiten . . . . .	104
5.3.1	Versuchsprogramm . . . . .	104
5.3.2	Versuchsaufbau . . . . .	106
5.3.3	Ergebnisse . . . . .	107
5.4	Verankerungsdetails . . . . .	109
5.4.1	Versuchsprogramm . . . . .	109
5.4.2	Versuchsaufbau . . . . .	109
5.4.3	Ergebnisse . . . . .	111
5.5	Holzrahmenwände . . . . .	113
5.5.1	Versuchsprogramm . . . . .	113

5.5.2	Versuchsaufbau . . . . .	113
5.5.3	Ergebnisse . . . . .	117
5.5.4	Messeinrichtung zur Datenerfassung . . . . .	118
5.6	Auswertung der lokalen Verformungen . . . . .	119
5.6.1	Ermittlung der Dehnungen in den Stielen . . . . .	119
5.6.2	Ermittlung des Schubwinkels in der Beplankung . . . . .	123
5.6.3	Ermittlung der Verformungen der Verbindungsmitte	126
5.6.4	l . . . . . Ermittlung des Zug- und Druckverhaltens der Verankerung . . . . .	132
<b>6</b>	<b>Rechnerische Modellierung</b>	<b>135</b>
6.1	Aufbau des FE-Modells . . . . .	135
6.2	Verwendete Elementtypen . . . . .	137
6.2.1	Stabförmige Bauteile (Rippen) . . . . .	137
6.2.2	Schalenelemente (Beplankung) . . . . .	137
6.2.3	Verbindungsmitte	138
6.3	Parameter des VM-Elements . . . . .	139
6.3.1	Länge des VM-Elements . . . . .	139
6.3.2	Steifigkeit des VM-Elements . . . . .	145
6.3.3	Abilden der Überfestigkeit von Verbindungsmitte	147
6.3.4	n . . . . . Abbilden mehrerer Verbindungsmitte durch ein VM-Element	148
6.3.5	Ermittlung von Teilstiffigkeiten aus Bauteilversuchen . . . . .	149
6.4	Kontaktbedingungen, Verankerung und Lasteinleitung . . . . .	151
6.4.1	Horizontalverankerung . . . . .	151
6.4.2	Druck- und Zugverankerung . . . . .	152
6.4.3	Kontakt zwischen Rippen, Beplankung und VM-Elementen .	152
6.4.4	Kontakt und Reibung bei Plattenstößen . . . . .	153
6.4.5	Auflast und Horizontalbeanspruchung . . . . .	153
<b>7</b>	<b>Validierung des FE-Modells</b>	<b>155</b>
7.1	Vergleich der einzelnen Modellierungsstufen . . . . .	155
7.1.1	Stufen der Modellierung . . . . .	155
7.1.2	Grundmodell (M1) . . . . .	156
7.1.3	Steifigkeit des VM-Elements (M2) . . . . .	158
7.1.4	Kontaktbedingungen der Rippen (M3) . . . . .	159
7.1.5	Nachgiebigkeit der Verankerung (M4) . . . . .	159
7.1.6	Überfestigkeit der Verbindungsmitte (M5) . . . . .	160
7.1.7	Zusammenstellung der Modellparameter . . . . .	160
7.1.8	Abilden mehrerer Verbindungsmitte durch ein VM-Element (M6) . . . . .	162
7.1.9	Ergebnisse und Schlussfolgerungen . . . . .	163
7.2	Vergleich anhand unterschiedlicher Wandkonfigurationen . . . . .	166
7.2.1	Modellparameter . . . . .	166
7.2.2	Ergebnisse und Schlussfolgerungen . . . . .	170

<b>8 Validierung des FE-Modells – lokale Effekte</b>	<b>173</b>
8.1 Vergleich anhand von Wandkonfiguration 1 (OSB) . . . . .	173
8.1.1 Normalkraftdehnung in den Stielen . . . . .	173
8.1.2 Schubdehnungen in der Beplankung . . . . .	176
8.1.3 Verformungen der Verbindungsmitte . . . . .	177
8.1.4 Zug/Druck Verankerung . . . . .	180
8.1.5 Addition der Verformungsanteile . . . . .	181
8.2 Vergleich anhand von Wandkonfiguration 2 (GFB) . . . . .	183
8.2.1 Normalkraftdehnung in den Stielen . . . . .	183
8.2.2 Schubdehnungen in der Beplankung . . . . .	185
8.2.3 Verformungen der Verbindungsmitte . . . . .	187
8.2.4 Zug/Druck Verankerung . . . . .	189
8.2.5 Addition der Verformungsanteile . . . . .	189
8.3 Zusammenstellung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen . . . . .	190
<b>9 Anwendung des FE-Modells</b>	<b>193</b>
9.1 Experimentelle Untersuchungen von Becker & Zeitter (1992) . . . . .	193
9.1.1 Eingabewerte und Modellparameter . . . . .	193
9.1.2 Ergebnisse und Schlussfolgerungen . . . . .	193
9.2 Berechnungsverfahren von Källsner et al. (2006) . . . . .	197
9.2.1 Wandelement mit Zugankern . . . . .	198
9.2.2 Wandelement mit Verankerung der Schwelle . . . . .	200
9.3 Berechnungsverfahren von Hall (2012) . . . . .	201
9.4 Experimentelle Untersuchungen von Sartori et al. (2012) . . . . .	204
9.4.1 Eingabewerte und Modellparameter . . . . .	204
9.4.2 Ergebnisse und Schlussfolgerungen . . . . .	206
<b>10 Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>209</b>
<b>11 Summary and prospects</b>	<b>213</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>217</b>
<b>Normenverzeichnis</b>	<b>225</b>

# Symbolverzeichnis

## Abkürzungen

FE	Finite Elemente
FEM	Finite Elemente Modell
FHG	Freiheitsgrad
GFB	Gipsfaserplatte (Gypsum Fibre Board)
KVH	Konstruktionsvollholz
OSB	Oriented Strand Bord
VME	Verbindungsmittelelement (VM-Element)
VM	Verbindungsmittel
WK	Wandkonfiguration

## Indizes

<i>Bp</i>	Beplankung
<i>exp</i>	aus experimentellen Untersuchungen
<i>gem</i>	gemessen
<i>Hz</i>	Holz
<i>k</i>	charakteristisch
<i>Komp</i>	Komponente
<i>l</i>	links, linke Seite
<i>m, mean</i>	Mittelwert
<i>Mp</i>	Mittelwert
0.05	5 %-Quantilwert
0.95	95 %-Quantilwert
<i>r</i>	rechts, rechte Seite

<i>Rä</i>	Rähm
<i>res</i>	resultierend
<i>St</i>	Stiel
<i>Sw</i>	Schwelle

### **Variablen**

$\alpha$	Winkel
$\beta$	Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten des Holzes und des Beplankungswerkstoffs
$d$	Durchmesser
$\Delta$	Längenänderung
$D_u$	Bruchverformung
$D_y$	Verschiebung am Fließpunkt
$E$	Elastizitätsmodul
$\epsilon$	Dehnung
$F_{ax}$	Ausziehwiderstand eines Verbindungs mittels
$f_{ax}$	Ausziehfestigkeit eines Verbindungs mittels
$f_c$	Druckfestigkeit von Holz
$F_f, F_{f,R}$	Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungs mittel
$f_h$	Lochleibungsfestigkeit der jeweiligen Bauteile
$f_m$	Biegef estigkeit von Holz
$f_t$	Zugfestigkeit von Holz
$f_u$	Zugfestigkeit eines Verbindungs mittels
$f_v$	Schubfestigkeit von Holz
$F_{v,R}$	horizontale Tragfähigkeit einer Holzrahmenwand
$F_y$	Tragfähigkeit am Fließpunkt
$G$	Schubmodul
$\gamma$	Schubwinkel
$\gamma_{VM}$	Überfestigkeitsbeiwert einer Verbindung mit stiftförmigen Verbindungs mitteln

$I$	Flächenträgheitsmoment
$K$	Verschiebungsmodul pro Scherfuge und Verbindungsmittel
$\kappa_{EI}$	Steifigkeitsbeiwert einer Verbindung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln
$K_c$	Verschiebungsmodul der Verankerung unter Druckbeanspruchung
$K_{ISO}$	Anfangssteifeigkeit nach [ISO 16670] bzw. [ISO 21581]
$K_{K\&Y}$	Anfangssteifeigkeit nach <i>Kobayashi &amp; Yasumura</i> [Kob11]
$k_n$	Beiwert zur Bestimmung des p-Quantils
$K_{ser}$	Verschiebungsmodul pro Scherfuge und Verbindungsmittel unter Gebrauchslast (Sekantensteifigkeit)
$K_t$	Verschiebungsmodul der Verankerung unter Zugbeanspruchung
$K_u$	Verschiebungsmodul pro Scherfuge und Verbindungsmittel im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$l$	Länge
$l_{st}$	Nagellänge
$l_{VME}$	Länge des VM-Elements
$M$	Mittelpunkt
$m$	globaler Abstand zwischen Nagelfuß und Beplankungsmittelpunkt
$M_{pl}$	vollplastisches Moment eines Verbindungsmittels
$m'$	lokaler Abstand zwischen Nagelfuß und Beplankungsmittelpunkt
$M_y$	Fließmoment eines Verbindungsmittels nach [DIN EN 1995-1-1]
$N$	Kraft
$n$	globaler Abstand zwischen Nagelkopf und Beplankungsmittelpunkt
$n'$	lokaler Abstand zwischen Nagelkopf und Beplankungsmittelpunkt
$\nu$	Querdehnzahl
$n_y$	linienförmige Auflast
$\omega$	Feuchtegehalt
$\phi$	Verdrehung
$P_y$	Fließpunkt

## *Symbolverzeichnis*

---

$R_{fh}$	Resultierende der Lochleibungsspannungen
$\rho$	Rohdichte
$s$	Verschiebung
$S_x$	Standardabweichung
$t$	Dicke
$t_{pen}$	Einschlagtiefe eines Verbindungsmittels
$u$	Verformungen
$u_E$	Verformungen aus der Dehnung der Rippen
$u_G$	Verformungen aus der Schubbeanspruchung der Beplankungsplatten
$u_{VA}$	Verformungen aus der Verankerung
$u_{VM}$	Verformungen aus der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel
$V$	Position des Nagelkopfs
$W$	Position des Nagelfußes

# 1 Einleitung

## 1.1 Einordnen der Thematik und Motivation

Der Holzrahmenbau hat seit vielen Jahrzehnten einen wesentlichen Anteil im ein- bis zweigeschossigen Wohnungsbau. Gerade in Nordamerika beträgt der Marktanteil in diesem Gebäudesegment über 80 %. In Europa ist der Anteil des Holzrahmenbaus deutlich geringer, wenngleich er sich aufgrund seines hohen Vorfertigungsgrads, begünstigt durch sein geringes Eigengewicht, gut etabliert hat.

Aktuelle Entwicklungen nutzen insbesondere die hervorragenden Duktilitäts- und Energiedissipationseigenschaften dieser Bauweise aus, um mehrgeschossige Bauwerke in seismisch aktiven Zonen erdbebensicher realisieren zu können.

In der Bemessung hinsichtlich Erdbebeneinwirkungen wird in der Praxis überwiegend das Ersatzlastverfahren angewendet, welches mit Hilfe eines Bemessungsspektrums aus der Steifigkeit und der Masse eines Gebäudes eine horizontale Erdbebenlast ableitet, welche auf die aussteifenden Bauteile angesetzt wird. Die Bemessung kann dann ausschließlich mit statischen Lasten erfolgen und lehnt sich somit an die etablierten Bemessungsverfahren im Bauwesen an.

Ein Vergleich von experimentellen Untersuchungen an Holzrahmenwänden mit den aktuellen Normen und Berechnungsverfahren zeigt, dass die Tragfähigkeiten üblicherweise deutlich unterschätzt und die Anfangssteifigkeiten oftmals überschätzt werden. Eine Überschätzung der Steifigkeit führt bei Anwendung des Bemessungsspektrums i.d.R. zu erhöhten Ersatzlasten, die ihrerseits wieder von Holzrahmenwänden mit unterschätzten Tragfähigkeiten abgetragen werden müssen.

Neuere Untersuchungen konnten zeigen, dass bei Erdbebenbeanspruchungen eine Unterschätzung der Tragfähigkeit keineswegs zwangsläufig zu einer „auf der sicheren Seite liegenden“ Bemessung führt (vgl. *Schick et al. [Sch13]*). Vielmehr wird dadurch die Gefahr erhöht, dass Bauteile und Verbindungen mit sprödem Materialverhalten im Erdbebenfall versagen und die Duktilität der Holzrahmenbauweise nicht oder nur unzureichend aktiviert werden kann – möglicherweise mit fatalen Folgen hinsichtlich der Standsicherheit. Dieser Problematik könnte dadurch Abhilfe geschafft werden, dass die Bemessung von Holzrahmenelementen mithilfe der Methode der finiten Elemente durchgeführt wird. Voraussetzung dafür ist jedoch, dass nur Elementtypen verwendet werden, die auch in gängigen Berechnungsprogrammen verfügbar sind. Außerdem sollte die Berechnung auf Basis normativer Eingangsparameter, ohne die Notwendigkeit der Durchführung von experimentellen Untersuchungen, erfolgen können.

Bisherige Berechnungsmodelle, welche die Steifigkeit sowie die Tragfähigkeit von Holzrahmenwänden ermitteln können, verwenden in den meisten Fällen nichtlineare Federelemente für die Modellierung der Verbindungsmitteleinheiten. Diese Vorgehensweise birgt zwei Herausforderungen in sich: Zum einen sind die benötigten Federelemente, deren Wirkungsrichtungen von den Belastungsrichtungen abhängen, in gängigen Berechnungsprogrammen üblicherweise nicht verfügbar. Andere, in gängigen Berechnungsprogrammen verfügbare Federelemente, überschätzen die Tragfähigkeit aufgrund geometrischer Randbedingungen. In der Forschung wurden unterschiedliche Ansätze verfolgt, um die benötigten Eigenschaften zu generieren. In allen Fällen ist mindestens die Verwendung von wissenschaftlich ausgerichteten FE-Programmen erforderlich – einige Autoren entwickelten sogar spezielle Programme zur Lösung der Problematik. Zum anderen wurden die bisher verwendeten Federelemente entweder an Versuchen an Wandelementen oder Verbindungsmitteleinheiten kalibriert.

## 1.2 Ziele und Vorgehensweise

Das Ziel dieser Arbeit ist es, ein FE-Modell zu entwickeln, das nur Elemente verwendet, die in gängigen Berechnungsprogrammen verfügbar sind. Auf diese Weise kann die Modellierung von Holzrahmenwänden einem wesentlich breiteren Anwenderkreis zugänglich gemacht werden. Für die Verbindungsmitteleinheiten sollen ausschließlich Materialparameter benötigt werden, die aus Normen und Zulassungen übernommen werden können. Eine möglicherweise notwendige Anpassung der Steifigkeit und der Tragfähigkeit soll einer einfachen, leicht reproduzierbaren Systematik folgen, so dass auf eine Kalibrierung weitgehend verzichtet werden kann. Trotz dieser einfachen Herangehensweise sollen die Berechnungsergebnisse des FE-Modells eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus experimentellen Untersuchungen aufweisen.

In Kapitel 2 dieser Arbeit wird eine kurze Einführung in den Aufbau von Holzrahmenwänden gegeben. Anschließend wird die Bemessung nach [DIN EN 1995-1-1] inkl. den Ergänzungen des nationalen Anhangs [DIN EN 1995-1-1/NA] vorgestellt und mit anderen internationalen Verfahren verglichen. Gleichermaßen gilt auch für die Ermittlung der Steifigkeit. Das Kapitel schließt mit der Beschreibung von zwei plastischen Bemessungsansätzen ab, mit denen auf verschiedene Weise auch Öffnungen und unterschiedliche Verankerungssituationen berücksichtigt werden können.

Kapitel 3 enthält einen Überblick über die Entwicklung der FE-Modellierung von Holzrahmenwänden und es werden wesentliche Quellen genauer beschrieben. Kapitel 4 gibt einen Überblick zu experimentellen Untersuchungen an Verbindungsmitteleinheiten, Verankerungsdetails und Wandelementen. Außerdem werden unterschiedliche Verfahren vorgestellt, wie Versuchsergebnisse über die Tragfähigkeiten hinaus interpretiert werden können und es wird beschrieben, worauf beim Vergleich von Versuchsergebnissen besonders geachtet werden muss.

Kapitel 5 beschreibt eigene experimentelle Untersuchungen an Verbindungsmitteleinheiten, Verankerungsdetails und Wandelementen, welche die Basis für die Validierung

des entwickelten Berechnungsmodells bilden. Das neu entwickelte Berechnungsmodell wird in Kapitel 6 vorgestellt und einschließlich aller benötigten Parameter und Randbedingungen ausführlich beschrieben.

In Kapitel 7 erfolgt die Validierung anhand der Versuche aus Kapitel 5 hinsichtlich des globalen Trag- und Verformungsverhaltens. In Kapitel 8 erfolgt der Vergleich anhand der Einzelverformungen der Bauteile (lokale Effekte), die im Versuch mithilfe eines optischen Messsystems erfasst wurden. In Kapitel 9 wird das Berechnungsmodell auf Wandversuche und Modelle anderer Autoren angewendet. Dies umfasst sowohl Wandaufbauten mit einfachen Geometrien als auch komplexere Wandkonfigurationen mit Öffnungen.

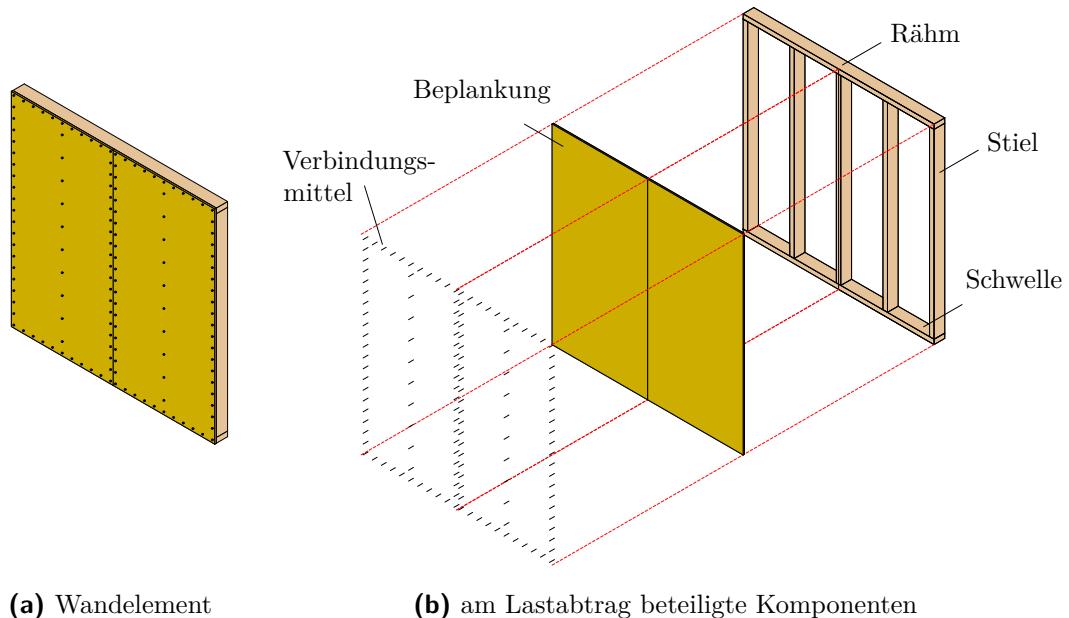
Eine Zusammenfassung der Arbeit erfolgt in Kapitel 10. Ein Ausblick auf mögliche ergänzende und weiterführende Forschungstätigkeiten schließt die Arbeit ab.



## 2 Tragverhalten und Bemessung von Holzrahmenwänden

### 2.1 Aufbau Holzrahmenwände

Holzrahmenwände bestehen aus horizontalen Rippen (Rähm, Schwelle), vertikalen Rippen (Stiele) und einer Beplankung, welche mithilfe von Nägeln, Klemmern oder Schrauben an den Rippen befestigt wird (vgl. Abb. 2.1). Die Beplankung kann einseitig oder beidseitig aufgebracht werden und muss ausreichend schubsteif sein. Als mittragende Beplankung sind Holzwerkstoffplatten (OSB-, Flachpress- oder Sperrholzplatten) oder Gipsfaserplatten geeignet.

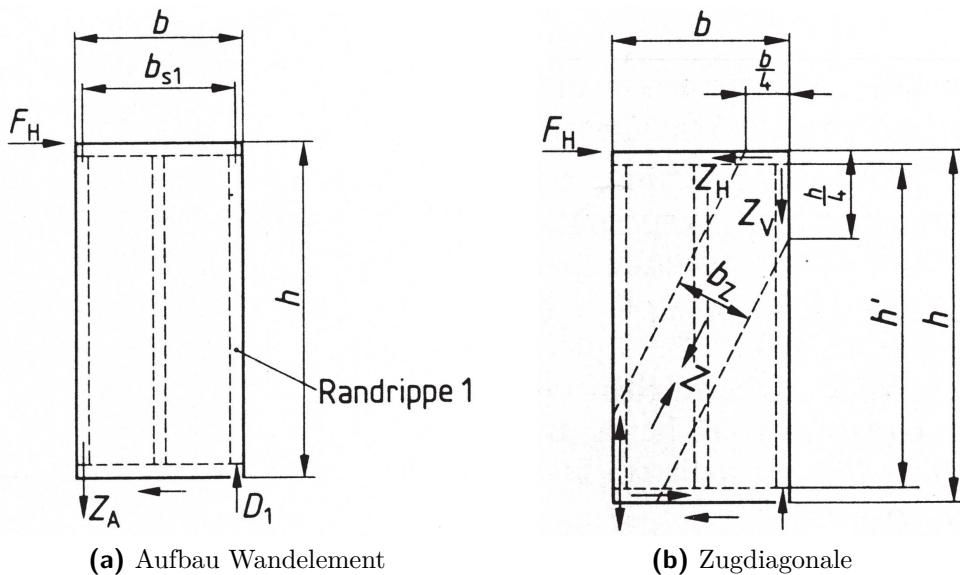


**Abbildung 2.1:** Aufbau einer Holzrahmenwand

## 2.2 Ermittlung der Tragfähigkeit

### 2.2.1 DIN 1052:1988 (Zugdiagonalen)

Eine auf experimentellen Untersuchungen beruhende Nachweisführung für die Bemessung von Holzrahmenwänden unter horizontaler Beanspruchung wird in der „alten“ [DIN 1052-1] und [DIN 1052-3] von 1988 vorgestellt. Es werden Anwendungsgrenzen in Form von Vorgaben bei den Bauteilgeometrien definiert, so dass in allen Fällen eine experimentelle Absicherung des Berechnungsverfahrens gewährleistet ist. Die Bemessung erfolgt durch die Annahme einer Zugdiagonalen, über welche die aussteifende Wirkung der Beplankung abgebildet wird (vgl. Abb. 2.2). Die Bestimmung der aufnehmbaren Kräfte erfolgt bei dieser Fachwerkanalogie durch die Berücksichtigung einer mitwirkenden Breite  $b_z$ . Diese wird in Abhängigkeit des Höhen- zu Breitenverhältnisses des Wandelements und des verwendeten Beplankungsmaterials definiert. Bei einer Mindestlänge der Wand von 1,20 m darf hier ohne rechnerischen Nachweis eine mitwirkende Breite von 0,50 m angesetzt werden.

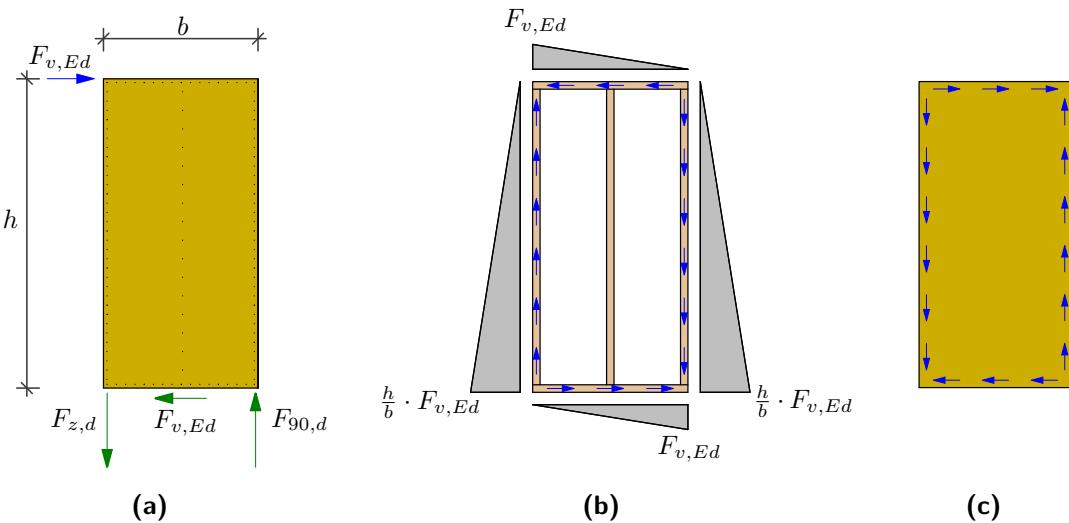


**Abbildung 2.2:** Aufbau eines 1-Raster Wandelements und zugehöriges Modell einer Zugdiagonalen, aus [DIN 1052-1]

Kessel und Sandau-Wietfeldt [SW08] (vgl. Abschn. 3.2.6) zeigten mithilfe einer rechnerischen Modellierung, dass eine solche Tragwirkung nur dann eintritt, wenn die Beplankung beult. Dies ist jedoch durch die vorgegebenen Mindestdicken der Beplankungsplatten ausgeschlossen.

## 2.2.2 DIN EN 1995-1-1:2010 (Schubfeldmodell)

Eine einfache Methode zur Bemessung von Holzrahmenwänden unter horizontaler Beanspruchung ist die Schubfeldtheorie, die sowohl in der [DIN 1052] von 2004 und 2008 als auch in der [DIN EN 1995-1-1] als Bemessungsverfahren herangezogen wird. Der Fokus liegt an dieser Stelle auf der Beschreibung der grundsätzlichen Systematik – normative Anwendungsgrenzen sollen hier nicht beschrieben werden. Die Schubfeldtheorie basiert auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie und setzt die Annahme voraus, dass alle Verbindungsmitte mit der gleichen Kraft und entlang eines Randes in die gleiche Richtung beansprucht werden (vgl. [Käl95]). Die Beanspruchung erfolgt ausschließlich parallel zur Längsrichtung der Außenrippen - die Innenrippen bleiben unbeansprucht (vgl. Abb. 2.3).



**Abbildung 2.3:** Beanspruchung der Bauteile einer Holzrahmenwand nach der Schubfeldtheorie; (a) Wandelement mit Einwirkungen und Auflagerkräften, (b) Normalkraftbeanspruchung der Rippen, (c) Schubbeanspruchung der Beplankung

Die Tragfähigkeit von Holzrahmenwänden wird überwiegend durch die Schertragfähigkeit der Verbindungsmitte und die Beanspruchbarkeit der Schwelle quer zur Faserrichtung (Schwellenpressung) unter dem druckbeanspruchten Stiel bestimmt. Bei der Bemessung nach [DIN EN 1995-1-1] muss in Deutschland auch der entsprechende nationale Anhang [DIN EN 1995-1-1/NA] berücksichtigt werden. Zur Beschreibung der Bemessung wird auf eine übersichtliche Darstellung aus der *Richtlinie Holzbau* [RLH13] zurückgegriffen, die sowohl die Grundnorm als auch die ergänzenden Regelungen des nationalen Anhangs beinhaltet.

Für den Abtrag der horizontalen Lasten ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit folgender Nachweis zu führen:

$$\frac{\sum F_{i,v,Ed}}{F_{v,Rd}} = 1,0 \quad (2.1)$$

mit:

$F_{i,v,Ed}$  Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft je Beplankungsseite [N]

$F_{v,Rd}$  Bemessungswert der Wandscheibentragsfähigkeit gegenüber horizontalen Einwirkungen [N]

Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit  $F_{i,v,Rd}$  werden drei mögliche Versagensformen berücksichtigt (vgl. Gl. 2.2). Dies umfasst das Versagen der Verbindungsmitte (obere Gleichung) sowie ein Schubversagen bzw. Beulen der Beplankung (untere Gleichung).

$$F_{i,v,Rd} = \min \begin{cases} \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i}{s} & \text{Tragfähigkeit Verbindungsmitte (Abscheren)} \\ k_{pl} \cdot f_{v,d} \cdot b_i \cdot t & \text{Schubtragfähigkeit/Beulen Beplankung} \end{cases} \quad (2.2)$$

mit:

$F_{f,Rd}$  Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels [N]

$b_i$  Breite des Wandelements [mm]

$s$  Abstand der Verbindungsmitte [mm]

$f_{v,d}$  Schubfestigkeit der Beplankung [ $\text{N/mm}^2$ ]

$t$  Dicke der Beplankung [mm]

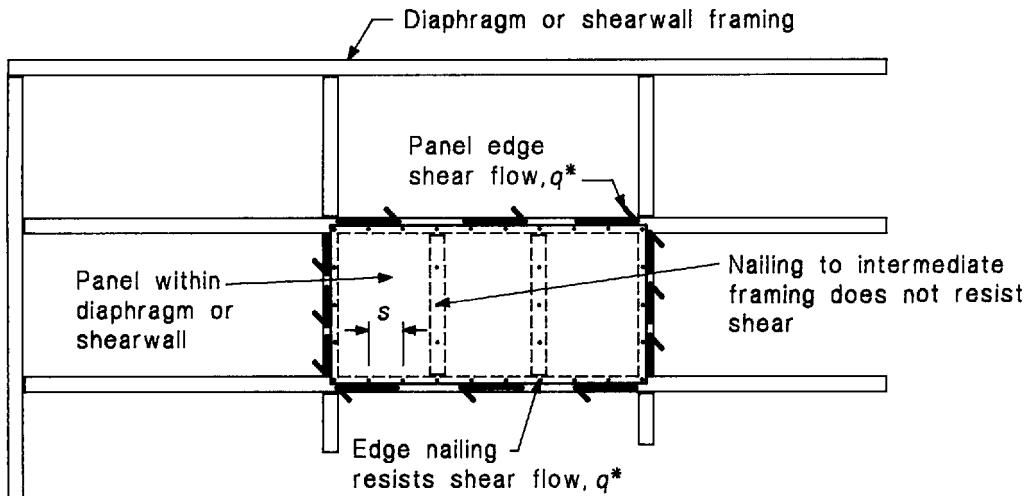
$k_{pl}$  Beiwert für Plattenbeulen und Nebenspannungen [-]

$$k_{pl} = \min \begin{cases} \frac{35 \cdot t}{b_r} \\ 0,33 \text{ bei einseitiger bzw. } 0,5 \text{ bei beidseitiger Beplankung} \end{cases}$$

$b_r$  Abstand der Rippen [mm]

### 2.2.3 New Zealand Standards (NZS 3603)

In der neuseeländischen Holzbaunorm [NZS 3603] wird für die Bemessung von Wänden und Decken in Holzrahmenbauweise gegenüber horizontalen Einwirkungen ebenfalls auf das Schubfeldmodell zurückgegriffen. Der zugrundeliegende Lastfluss ist in Abbildung 2.4 dargestellt.



**Abbildung 2.4:** Schubfluss in der Beplankung von Wand- bzw. Deckenelementen in Holzrahmenbauweise, aus [NZS 3603]

Der Schubfluss entlang der Randrippe darf die Tragfähigkeit der einzelnen Verbindungsmittel bezogen auf deren Abstand untereinander nicht überschreiten:

$$q^* \leq \frac{\phi \cdot Q_n}{s} \quad (2.3)$$

mit:

- $q^*$  Bemessungswert des Schubflusses [N/mm]
- $\phi$  Sicherheitsbeiwert [-] (0,8 für Nägel und Holz)
- $Q_n$  charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels [N]
- $s$  Abstand der Verbindungsmittel [mm]

Die Bemessungswerte für die Tragfähigkeit von Nägeln sind tabellarisch angegeben. Darüber hinaus werden einige konstruktive Anwendungsgrenzen festgelegt. Die Tragfähigkeit eines Nagels mit einem Durchmesser von  $d = 2,8$  mm beträgt demnach 504 N bei einer Mindesteinschlagtiefe von  $10 \cdot d = 28$  mm. Geringere Einschlagtiefen führen zu einer linearen Abminderung der Tragfähigkeit.

## 2.2.4 Canadian Standards Association (CSA 086)

Auch die Bemessung nach der *kanadischen Holzbaunorm* [CSA 086-09] beruht auf dem Schubfeldmodell: Die Horizontallast, die eine Holzrahmenwand aufnehmen kann, berechnet sich aus der Länge des Wandelements und der Schubfestigkeit der Verbindung entlang der Rippen (entspricht dem Schubfluss in der Beplankung). Hinzu kommen eine Reihe von Abminderungsfaktoren, die unterschiedlichen Randbedingungen und Materialeigenschaften Rechnung tragen:

$$V_{rs} = \phi \cdot v_d \cdot K_D \cdot K_{SF} \cdot J_{ub} \cdot J_{sp} \cdot J_{hd} \cdot L_w \quad (2.4)$$

Dabei stehen die einzelnen Variablen für:

$V_{rs}$	aufnehmbare Horizontallast einer einzelnen Wand [N]
$\phi$	Sicherheitsbeiwert [-] (0,7 für Holzrahmenwände)
$v_d$	Schubfestigkeit der Verbindung (Werte in Abhängigkeit der Beplankungsdicke $t$ , des Nageldurchmessers $d$ und des Abstands $s$ in Norm tabelliert – $v_d$ bei $t = \text{min. } 10 \text{ mm}$ , $d = 2,8 \text{ mm}$ und $s = 75 \text{ mm}$ : 10,6 N/mm) [N/mm]
$K_D$	Beiwert zur Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer [-]
$K_{SF}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Holzfeuchtegehalts bei Einbau und der Art der Beanspruchung [-]
$J_{ub}$	Anpassungsfaktor für Wände mit Beplankungsstößen [-]
$J_{sp}$	spezifischer Faktor für die Art des verwendeten Holzes [-]
$J_{hd}$	Faktor zur Berücksichtigung der Art der Verankerung [-]
$L_w$	Länge des Wandelements [mm]

Besonders hervorgehoben sei der Faktor zur Berücksichtigung der Art der Verankerung  $J_{hd}$ . Über diesen können sowohl Wandelemente mit Zugverankerung der Stiele als auch Wände mit einer Verankerung der Schwelle nach der gleichen Systematik bemessen und der Einfluss der Verankerung entsprechend berücksichtigt werden.

## 2.3 Ermittlung der Steifigkeit

Die Steifigkeit eines Holzrahmenelements setzt sich aus einem Schubanteil und einem Biegeanteil zusammen. Die hier präsentierten Verfahren beschäftigen sich in erster Linie mit der Ermittlung der Kopfverformung. Diese wird jeweils in Abhängigkeit der Horizontalkraft formuliert, woraus dann die Steifigkeiten berechnet werden.

### 2.3.1 Erläuterungen zur DIN 1052

In den *Erläuterungen zur DIN1052* [Bla05] wird von *Kessel* ein Verfahren vorgestellt, mit welchem die elastischen Verformungen von Holzrahmenwänden unter horizontaler Beanspruchung berechnet werden können. Die Verformungen werden aus den Beanspruchungen der einzelnen Bauteile abgeleitet, die mithilfe des Schubfeldmodells (vgl. Abschn. 2.2.2) ermittelt werden. Der Aufbau eines beispielhaften Wandelements wurde bereits in Abbildung 2.3 dargestellt.

Die Kopfverformung des Wandelements setzt sich aus vier Verformungsanteilen zusammen:

$$u_{ges} = u_{K,inst} + u_{G,inst} + u_{E,inst} + u_{V,inst} \quad (2.5)$$

$u_{K,inst}$	Verformungen aus der Nachgiebigkeit der Verbindungsmitte [mm]
$u_{G,inst}$	Schubverformung der Beplankung [mm]
$u_{E,inst}$	Dehnung bzw. Stauchung der umlaufenden Rippen [mm]
$u_{V,inst}$	Pressung der Schwelle unter dem druckbeanspruchten Stiel [mm]

Diesen vier Anteilen ist als fünfter der Anteil aus der Zugverankerung  $u_{V2,inst}$  hinzuzurechnen.

$u_{K,inst}$  berechnet sich aus der Summe aller Verbindungsmitte entlang der Randripen, multipliziert mit der äußeren und einer virtuellen Kraft, die auf ein Verbindungsmitte einwirken. Diese hierdurch errechnete Kraft wird durch die elastische Steifigkeit eines Verbindungsmitte dividiert:

$$u_{K,inst} = \sum \frac{S_{v,0} \cdot \overline{S_{v,0}}}{K_{ser}} = \left( \frac{2 \cdot b}{a_v} + \frac{n \cdot h}{a_v} \right) \cdot \frac{S_{v,0} \cdot \overline{S_{v,0}}}{K_{ser}} \quad (2.6)$$

$$= (2 \cdot b + n \cdot h) \cdot \frac{a_v}{K_{ser} \cdot l^2} \cdot F \quad (2.7)$$

mit

$\overline{S_{v,0}}$	virtuelle Kraft, die auf ein Verbindungsmitte einwirkt [N]
$S_{v,0}$	äußere Kraft, die auf ein Verbindungsmitte einwirkt [N]
$n$	Anzahl vertikaler Nagelreihen [-]
$a_v$	Abstand der Verbindungsmitte [mm]
$K_{ser}$	elastische Steifigkeit eines Verbindungsmitte [N/mm]

Der Verformungsanteil  $u_{G,inst}$  errechnet sich über die auf die Beplankung einwirkende Schubspannung, den Schubmodul und die Höhe des Wandelements:

$$u_{G,inst} = \gamma \cdot h \quad (2.8)$$

Unter Berücksichtigung der Beziehungen

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad \text{und} \quad \tau = \frac{F}{t \cdot b} \quad (2.9)$$

folgt

$$u_{G,inst} = \frac{F \cdot h}{G \cdot t \cdot b} \quad (2.10)$$

mit

$\gamma$	Schubwinkel der Beplankung [-]
$\tau$	Schubspannungen in der Beplankung [N/mm <sup>2</sup> ]
$G$	Schubmodul der Beplankung [N/mm <sup>2</sup> ]
$t$	Dicke der Beplankung [mm]

Für die Ermittlung des Verformungsanteils  $u_{E,inst}$  werden die Normalkräfte in allen umlaufenden Rippen aus der einwirkenden Horizontalbeanspruchung mit denen aus einer aufgebrachten virtuellen Kraft („1“-Last) überlagert und durch die jeweiligen Querschnittsflächen dividiert. Die somit berechneten Normalspannungen werden durch Division mit dem E-Modul in den Verformungsanteil  $u_{E,inst}$  umgerechnet. Wichtig hierbei ist, dass die Verformungsanteile der vertikalen Bauteile (Stiele) noch entsprechend des Längen- und Höhenverhältnisses des Wandelements auf eine horizontale Verformung umgerechnet werden:

$$u_{E,inst} = \sum_i \int_b \frac{N_i \cdot \bar{N}_i}{E_i \cdot A_i} dx = \frac{2}{3} \cdot \frac{F}{E_0 \cdot A} \cdot \left( b + \frac{h^2}{b^2} \cdot h \right) \quad (2.11)$$

Der vierte Verformungsanteil  $u_{V,inst}$  setzt die Annahme voraus, dass sich die Schwelle unter dem druckbeanspruchten Stiel bei vollständiger Auslastung der Schwellenpressung um 1 mm eindrückt. Im Wesentlichen wird in Gleichung 2.12 die anteilige Ausnutzung ausgerechnet und der daraus resultierende horizontale Verformungsanteil bestimmt:

$$u_{V,inst} = v_{90} \cdot \frac{h}{b} \cdot \frac{\sigma_{c,90,k}}{1,2 \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{mod}} \quad (2.12)$$

mit

- $v_{90}$  Eindrückung in Schwelle bei vollständiger Ausnutzung [mm] (üblicher Ansatz:  $v_{90} = 1$  mm)
- $\sigma_{c,90,k}$  einwirkende Spannung auf Schwelle unter druckbeanspruchtem Stiel [ $\text{N/mm}^2$ ]
- $k_{c,90}$  Querdruckbeiwert [-] (üblicher Ansatz: 1,25)
- $f_{c,90,k}$  Querdruckfestigkeit der Schwelle [ $\text{N/mm}^2$ ]
- $k_{mod}$  Modifikationsbeiwert zur Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer KLED [-]

Der fünfte Verformungsanteil  $u_{V2,inst}$  berücksichtigt linear-elastische Beanspruchungen der Verbindungsmitte, mit denen die Zuganker an die Stiele angebracht werden:

$$u_{V2,inst} = \frac{Z \cdot h}{n \cdot K_{ser} \cdot b} \quad (2.13)$$

mit

- $Z$  Zugkraft im zugbeanspruchten Stiel [N]
- $n$  Anzahl der verwendeten Nägel zur Befestigung des Zugankers [-]

Die Steifigkeit  $K_{inst}$  ermittelt sich hieraus über die Gleichung:

$$K_{inst} = \frac{F_{v,Rk}}{u_{ges}} \quad (2.14)$$

Ein grundsätzlicher Kritikpunkt an diesem Verfahren ist, dass *elastische* Verformungen ermittelt werden, die auf Beanspruchungen basieren, welche mit einem *plastischen* Bemessungsverfahren ermittelt werden. Andererseits weisen zumindest die Rippen und die Beplankung überwiegend elastisches Verhalten auf. Inwieweit mit diesem Verfahren gute Ergebnisse erzielt werden, wird in Abschnitt 2.4 überprüft: Dort werden die Ergebnisse mit Versuchsergebnissen verglichen.

### 2.3.2 New Zealand Standards (NZS 3603)

Die *neuseeländische Holzbaunorm* [NZS 3603] stützt sich bei der Ermittlung der Steifigkeit teilweise auf die Auswertung von Versuchsergebnissen, es werden allerdings vergleichbare Verformungsanteile wie in den *Erläuterungen zur DIN 1052* [Bla05] verwendet. Die Kopfverformung des Wandelements setzt sich aus vier Verformungsanteilen zusammen:

$$\Delta_w = \Delta_4 + \Delta_5 + \Delta_6 + \Delta_7 \quad (2.15)$$

Dabei stehen die einzelnen Variablen für:

- $\Delta_4$  Verformungsanteil aus der Schwellenpressung und Zugverformungen im Bereich der Verankerung [mm]
- $\Delta_5$  Verformungsanteil aus der Schubverformung der Beplankungsplatten [mm]
- $\Delta_6$  Verformungsanteil aus den Verformungen der Verbindungsmitte zwischen Rippen und Beplankung [mm]
- $\Delta_7$  Verformungsanteil aus der Dehnung bzw. der Stauchung der Rippen und aus der Verdrehung der unteren Geschosse (entfällt bei eingeschossigen Wänden) [mm]

$\Delta_4$  berechnet sich aus der Druck- bzw. Zugkraft in den beiden Randstielen – jeweils reduziert mit dem Faktor 0,3 bzw. 0,2:

$$\Delta_4 = (\delta_c + \delta_t) \cdot \frac{H}{B} \quad (2.16)$$

mit

- $\delta_c = 0,3 \cdot C$  (mit  $C$  = Druckkraft im Randstiel [kN])
- $\delta_t = 0,2 \cdot T$  (mit  $T$  = Zugkraft im Randstiel [kN])
- $H$  Höhe der Wand [mm]
- $B$  Breite der Wand [mm]

Der Faktor 0,2 für die Ermittlung von  $\delta_t$  bezieht sich auf eine direkte Zugverankerung der Stiele. Wenn nur die Schwelle verankert ist, sollte der Faktor auf bis zu 2,0 erhöht werden.

Der Verformungsanteil  $\Delta_5$  errechnet sich über die auf die Beplankung einwirkende Schubspannung, den Schubmodul und die Höhe des Wandelements:

$$\Delta_5 = \gamma \cdot H \quad (2.17)$$

Unter Berücksichtigung der Beziehungen

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad \text{und} \quad \tau = \frac{P}{B \cdot t} \quad (2.18)$$

folgt

$$\Delta_5 = \frac{P \cdot H}{G \cdot B \cdot t} \quad (2.19)$$

mit

$\gamma$	Schubwinkel der Beplankung [-]
$\tau$	Schubspannungen in der Beplankung [N/mm <sup>2</sup> ]
$G$	Schubmodul der Beplankung [N/mm <sup>2</sup> ]
$P$	einwirkende Horizontalkraft [N]
$t$	Dicke der Beplankung [mm]

$\Delta_6$  basiert auf der Verformung der einzelnen Verbindungsmitte und den geometrischen Randbedingungen:

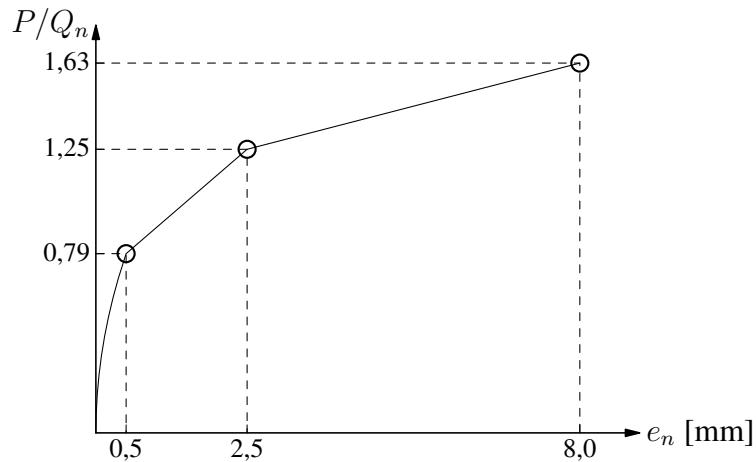
$$\Delta_6 = 2 \cdot (1 + a) \cdot m \cdot e_n \quad (2.20)$$

mit

$a$	Beiwert zur Berücksichtigung der Geometrie und der Kontaktbedingungen zwischen Beplankung und Rippen [-]
$m$	Anzahl der Beplankungsplatten entlang der Schwelle [-]
$e_n$	Verformung eines einzelnen Verbindungsmitte nach Abbildung 2.5 [mm]

$$a = \begin{cases} 0 & \text{bei Behinderung der Relativverformungen} \\ 1 & \text{generell bei rechteckiger Beplankung} \\ 2 & \text{bei } 2,40 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} - \text{Platten und vertikaler Anordnung} \\ 0,5 & \text{bei } 2,40 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} - \text{Platten und horizontaler Anordnung} \end{cases}$$

Abbildung 2.5 veranschaulicht die Definition der Nagelverformungen  $e_n$  in einem Diagramm. Die Angabe der 1,25-fachen Tragfähigkeit mit anschließender Laststeigerung um durchschnittlich 30 % zeigt, dass eine entsprechende Überfestigkeit der Verbindungsmitte erwartet und bei der Ermittlung der Verformungen und somit der Steifigkeiten bereits mit berücksichtigt wird. Alternativ zu dieser Methode zur Bestimmung von  $e_n$  wird lt. Norm die Durchführung von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten empfohlen.



**Abbildung 2.5:** Diagramm zur Veranschaulichung der Nagelverformung  $e_n$  in Abhängigkeit der einwirkenden Scherkraft

Als vierten Verformungsanteil kann  $\Delta_7$  bestimmt werden zu:

$$\Delta_7 = \frac{2 \cdot V \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot A \cdot B^3} + H \cdot \Theta \quad (2.21)$$

mit

- $V$  einwirkende Schubkraft [N]
- $E$  Elastizitätsmodul der Rippen [ $N/mm^2$ ]
- $A$  Querschnittsfläche der Rippen [ $mm^2$ ]
- $\Theta$  Verdrehung am Fußpunkt durch untere Stockwerke [-]

Die Steifigkeit  $K_w$  ermittelt sich entsprechend über die Gleichung:

$$K_w = \frac{q^* \cdot B}{\Delta_w} \quad (2.22)$$

mit

- $q^*$  Bemessungswert des Schubflusses nach Abschnitt 2.2.3 [ $N/mm$ ]

### 2.3.3 Canadian Standards Association (CSA 086)

Auch in der *kanadischen Holzbaunorm* [CSA 086-09] erfolgt die Ermittlung der Kopfverformung von Holzrahmenwänden über vier Verformungsanteile. Diese werden nicht genauer erläutert, sondern finden sich in einer einzelnen Formel wieder – bei genauerem Vergleich lassen sich allerdings einige Parallelen zu der Ermittlung nach der *neuseeländischen Norm* [NZS 3603] erkennen:

$$\Delta_{sw} = \frac{2 \cdot \nu \cdot H_s^3}{3 \cdot E \cdot A \cdot L_s} + \frac{\nu \cdot H_s}{B_v} + 0,0025 \cdot H_s \cdot e_n + \frac{H_s}{L_s} \cdot d_a \quad (2.23)$$

mit

$\nu$	maximaler Schubfluss [N/mm]
$H_s$	Höhe des Wandelements [mm]
$E$	Elastizitätsmodul der Rippen [N/mm <sup>2</sup> ]
$A$	Querschnittsfläche der Rippen [mm <sup>2</sup> ]
$L_s$	Länge des Wandelements [mm]
$B_v$	auf Beplankungsdicke bezogene Schubsteifigkeit [N/mm]
$e_n$	Verformung eines Verbindungsmittels [mm]
$d_a$	vertikale Verformung im Bereich der Zugverankerung [mm]

Der erste Summand steht für die Dehnung bzw. Stauchung der Rippen, der zweite für die Schubverformung in der Beplankung, der dritte für die Verformungen der Verbindungsmittel und der vierte für die Schwellenpressung und die Zugverformung im Bereich der Verankerung. Der Wert für die Nagelverformung  $e_n$  wird in Abhängigkeit des Nageldurchmessers und der Last pro Nagel tabellarisch angegeben. Für die vertikale Verformung im Bereich der Zugverankerung  $d_a$  werden keine eigenen Werte angegeben – lediglich für den Fall einer Verankerung über die Schwelle steht eine Berechnungsgleichung zur Verfügung.

Die Steifigkeit  $K_{sw}$  ermittelt sich entsprechend über die Gleichung:

$$K_{sw} = \frac{V_{rs}}{\Delta_{sw}} \quad (2.24)$$

## 2.4 Vergleich normativer Regeln

In diesem Abschnitt sollen die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten nach den vorgestellten Verfahren berechnet und mit den Ergebnissen aus Versuchen an Holzrahmenwänden verglichen werden. Dies erfolgt anhand der Wandversuche WL-3.3 und WL-3.4, deren Versuchsaufbau in Kapitel 5 vorgestellt wird. Einige Parameter, wie die Tragfähigkeit  $F_{f,Rk}$  oder der Steifigkeit  $K_{ser}$  der Verbindungsmitte können Tabelle 7.3 in Abschnitt 7.1.1 entnommen werden.

Die Rechenwege und Zwischenergebnisse für die einzelnen Verfahren sind in den Tabellen 2.1 bis 2.3 aufgeführt.

Die Ergebnisse aus den drei Varianten zur Ermittlung der Steifigkeit und der charakteristischen Tragfähigkeit sind in Tabelle 2.4 zusammengestellt. In Abbildung 2.6 erfolgt ein Vergleich mit den Einhüllenden der Last-Verformungskurven aus den Wandversuchen WL-3.3 und WL-3.4. Es zeigt sich, dass die Anfangssteifigkeit mit dem Verfahren nach den *Erläuterungen zur DIN 1052* [Bla05] recht gut abgeschätzt werden kann, wenn die Nachgiebigkeit der Verankerung mit berücksichtigt wird. Die Tragfähigkeit wird nach [DIN EN 1995-1-1] unterschätzt.

Mithilfe des Verfahrens aus der [CSA 086-09] wird im Vergleich mit den *Erläuterungen zur DIN 1052* [Bla05] eine etwas geringere Steifigkeit ermittelt, welche im Bereich der errechneten Tragfähigkeit recht gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Die errechnete Tragfähigkeit liegt dabei geringfügig unter dem Wert nach [DIN EN 1995-1-1].

Die nach [NZS 3603] ermittelte Tragfähigkeit ist fast identisch mit der Tragfähigkeit nach [CSA 086-09]. Die Anfangssteifigkeit ist die geringste im Vergleich der drei Verfahren und unterschätzt auch die Ergebnisse aus den Bauteilversuchen. Bei der Betrachtung der einzelnen Verformungsanteile fällt auf, dass der Verformungsanteil  $\Delta_4$  (Zug und Druck Verankerung) gerade im Anfangsbereich einen sehr großen Anteil an der ermittelten Horizontalverformung hat. Dies steht im Widerspruch zu den Wandversuchen im Versuchsprogramm *Optimberquake* (vgl. Kapitel 8), bei welchen ein wesentlich geringerer Einfluss der Verankerung auf die Gesamtverformung beobachtet wurde. Hier könnte eine realistischere Abschätzung der Verformungen aus der Verankerung zu einer deutlichen Verbesserung der Ergebnisse führen.

In der [NZS 3603] wird außerdem eine Aussage über das Trag- und Verformungsverhalten bis zum Erreichen der „realen“ Tragfähigkeit getroffen: Wenn die Verformungen einer Holzrahmenwand weiter zunehmen, steigt aufgrund des duktilen Bauteilverhaltens auch die Tragfähigkeit noch weiter an. Dieser Effekt wird über ein entsprechendes Last-Verformungsverhaltens der Nagelverbindungen recht gut abgebildet.

Bezeichnung	Rechnung	Wert
$F_{f,Rk}$	-	819 N
$b_1$	-	2.500 mm
$s$	-	75 mm
$F_{v,Rk}$	$\frac{0,82 \cdot 2.500}{75} =$	27,3 kN
$l$	-	2.500 mm
$h$	-	2.500 mm
$n$	-	4 [-]
$a_v$	-	75 mm
$K_{ser}$	-	860 N/mm
$u_{K,inst}$	$(2 \cdot 2.500 + 4 \cdot 2.500) \cdot \frac{75}{860 \cdot 2.500^2} \cdot 27.300 =$	5,7 mm
$G$	-	1.080 N/mm <sup>2</sup>
$t$	-	18 mm
$u_{G,inst}$	$\frac{27.300 \cdot 2.500}{1.080 \cdot 18 \cdot 2.500} =$	1,4 mm
$E$	-	11.000 N/mm <sup>2</sup>
$A$	$60 \cdot 140 =$	8.400 mm <sup>2</sup>
$u_{E,inst}$	$\frac{2}{3} \cdot \frac{27.300}{11.000 \cdot 8.400} \cdot (2.500 + \frac{2.500}{2.500} \cdot 2.500) =$	1,0 mm
$k_{c,90,k}$	-	1,25 [-]
$f_{c,90,k}$	-	2,5 N/mm <sup>2</sup>
$k_{mod}$	nicht berücksichtigt	1,0 [-]
$u_{V,inst}$	$1,0 \cdot \frac{2.500}{2.500} \cdot \frac{27.300 / (140 \cdot (60+30))}{1,2 \cdot 1,25 \cdot 2,5 \cdot 1,0} =$	0,6 mm
$K_{ser,VA}$	$2 \cdot \frac{420^{1,5} \cdot 4,0^{0,8}}{30} =$	1740 N/mm
$n$	-	17 [-]
$u_{V2,inst}$	$\frac{27.300 \cdot 2.500}{17 \cdot 1740 \cdot 2.500} =$	0,9 mm
$u_{ges}$	$5,7 + 1,4 + 1,0 + 0,6 + 0,9 =$	9,6 mm
$K_{inst}$	$\frac{27.300}{9,6} =$	2.844 N/mm

**Tabelle 2.1:** Berechnung der Tragfähigkeit nach [DIN EN 1995-1-1] und der Steifigkeit nach den Erläuterungen zur DIN 1052 [Bla05] mit Ergänzung um die Nachgiebigkeit der Zugverankerung

Bezeichnung	Rechnung	Wert
$Q_k$	aus Tabelle	504 N
$k$	für Holzwerkstoffplatten	1,4 [-]
$Q_n$	$k \cdot Q_k =$	706 N
$\phi$	nicht berücksichtigt	1,0 [-]
$s$	-	75 mm
$q^*$	$\frac{1,0 \cdot 706}{75} =$	9,41 N/mm
$l$	-	2.500 mm
$F_{v,Rk}$	$9,41 \cdot 2.500 =$	23,5 kN
$C, T$	$C = T = F_{v,Rk} =$	23,5 kN
$H$	-	2.500 mm
$B$	-	2.500 mm
$\Delta_4$	$(0,5 \cdot 23,5) \cdot \frac{2.500}{2.500} =$	11,8 mm
$P$	$P = F_{v,Rk}$	23,5 kN
$G$	-	1.080 N/mm <sup>2</sup>
$t$	-	18 mm
$\Delta_5$	$\frac{23.500 \cdot 2.500}{1.080 \cdot 2.500 \cdot 18} =$	1,2 mm
$a$	-	0,5 [-]
$m$	-	2,0 [-]
$k_{37}$	-	1,0 [-]
$P$	$P = Q_n =$	706 N
$e_n$	$0,5 + \frac{706 - 558}{882 - 558} \cdot (2,5 - 0,5)$ (lin. Int.)	1,4 mm
$\Delta_6$	$2 \cdot (1 + 0,5) \cdot 2 \cdot 1,4 =$	8,4 mm
$\Delta_7$	entfällt	-
$\Delta_w$	$11,8 + 1,2 + 8,4 =$	21,4 mm
$K_w$	$\frac{23.500}{21,4} =$	1098 N/mm

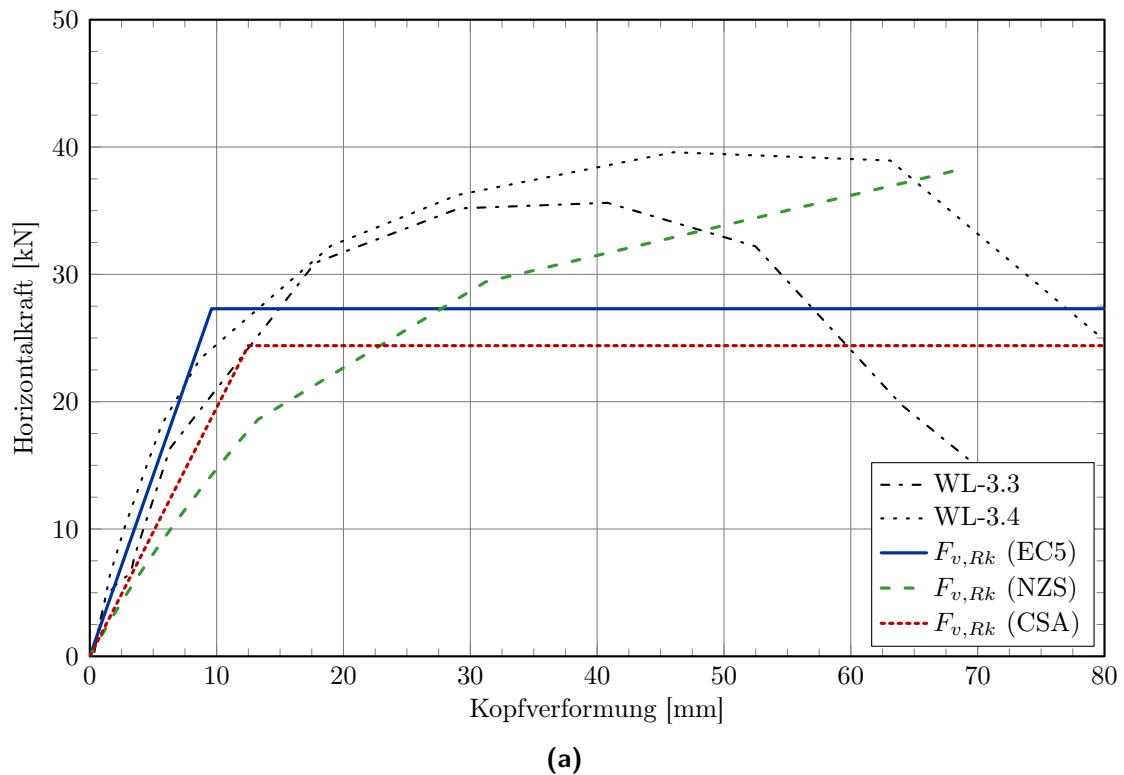
**Tabelle 2.2:** Berechnung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit nach [NZS 3603]

Bezeichnung	Rechnung	Wert
$\phi$	nicht berücksichtigt	1,0 [-]
$\nu_d$	aus Tabelle 9.5.1A	10,6 N/mm
$K_D$	für Wind und Erdbeben	1,15 [-]
$K_{SF}$	für Nägel und Holzfeuchte $\leq 15\%$	1,0 [-]
$J_{ub}$	ohne Beplankungsstöße	1,0 [-]
$J_{sp}$	für Fichte, 11.000 N/mm <sup>2</sup>	0,8 [-]
$J_{hd}$	mit Zugankern	1,0 [-]
$L_w$	-	2.500 mm
$V_{rs}$	-	24,4 kN
$\nu$	$\frac{24.400}{2.500} =$	9,8 N/mm
$H_s$	-	2.500 mm
$E$	-	11.000 N/mm <sup>2</sup>
$A$	$60 \cdot 140 =$	8.400 mm <sup>2</sup>
$L_s$	-	2.500 mm
$B_v$	aus Tabelle 7.3C	13.000 N/mm
$e_n$	aus Tabelle A.9.7	1,49 mm
$d_a$	Anteil aus Ergänzungen zu [Bla05]	0,9 mm
$\Delta_{sw}$	$\frac{2 \cdot 9,8 \cdot 2.500^3}{3 \cdot 11.000 \cdot 8.400 \cdot 2.500} + \frac{9,8 \cdot 2.500}{13.000} + 0,0025 \cdot 2.500 \cdot 1,49 + 0,9 =$	12,5 mm
$K_{sw}$	$\frac{V_{rs}}{\Delta_{sw}} =$	1.952 N/mm

**Tabelle 2.3:** Berechnung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit nach [CSA 086-09]

Norm/Verfahren	Tragfähigkeit [kN]	Anfangssteifigkeit [N/mm]
[DIN EN 1995-1-1] und [Bla05] (mit Ergänzung)	27,3	2.595
[NZS 3603]	23,5	1.098
[CSA 086-09]	24,4	1.952

**Tabelle 2.4:** Zusammenstellung der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten anhand von drei unterschiedlichen Bemessungsverfahren



(a)

**Abbildung 2.6:** Vergleich der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten nach [DIN EN 1995-1-1] und den Erläuterungen zur DIN 1052 [Bla05] (mit Ergänzung), [NZS 3603] und [CSA 086-09] mit den Wandversuchen WL-3.3 und WL-3.4

## 2.5 Modellbildung mit plastischen Bemessungsansätzen

Neben den normativen Bemessungsregeln sollen nun die Berechnungsansätze von *Källsner et al.* und *Hall & Kessel* vorgestellt werden. Der Ansatz von *Källsner et al.* beruht auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie. Dieser bildet auch die Grundlage für die Bemessungsregeln der [DIN EN 1995-1-1]. Dort erfolgt allerdings eine etwas begrenzte Betrachtung: Zum einen wird nur eine Auflagersituation mit Zugverankerung der Stiele berücksichtigt, zum anderen werden Wandsituationen mit Öffnungen nicht behandelt. In der Konsequenz werden bei Nachweisen nach [DIN EN 1995-1-1] die Bereiche mit Öffnungen bei der Bemessung nicht zur Aussteifung herangezogen und die angrenzenden Wandbereiche als einzelne Wandelemente betrachtet. *Hall & Kessel* stellten einen Ansatz zur Bemessung von Holzrahmenwänden vor, welcher auf dem oberen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie beruht.

### 2.5.1 Anwendung des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie

*Källsner et al.* stellten in einer Reihe von Aufsätzen aufeinander aufbauende Berechnungsverfahren für unterschiedliche Wandkonfigurationen und Auflagersituationen vor. Das Grundmodell von *Källsner & Lam* [Käl95] wurde bereits 1995 veröffentlicht und bildet die Grundlage für die spätere Bemessung nach [DIN EN 1995-1-1]. Zwei Grundregeln müssen für die Anwendung des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie zwingend eingehalten werden:

1. Die angenommene Lastverteilung muss die Gleichgewichtsbedingungen einhalten und
2. die Kräfte in den Verbindungsmitteln dürfen die plastische Grenzlast an keiner Stelle überschreiten.

Die dem Berechnungsverfahren zugrundeliegende Lastverteilung setzt voraus, dass die Beanspruchungen ausschließlich in Achsrichtung der Randripen (entlang der Ränder der einzelnen Beplankungsplatten) verlaufen. Jedes Verbindungsmittel wird mit der gleichen plastischen Grenzlast beansprucht, so dass ein konstanter Schubfluss entlang der Ränder der Beplankungsplatten entsteht. Somit sind beide Kriterien erfüllt und es wird ein unterer Grenzwert der Tragfähigkeit erreicht. Die horizontale Tragfähigkeit des Wandelements  $H_d$  berechnet sich nun anhand der Tragfähigkeit eines einzelnen Verbindungsmittels und der Anzahl der Verbindungsmittel entlang des Rähms:

$$H_d = n \cdot F_d \quad (2.25)$$

mit

- $n$  Anzahl der Verbindungsmitte entlang des Rähms [-]
- $F_d$  plastische Bemessungstragfähigkeit eines einzelnen Verbindungs-  
mittels [kN]

*Källsner & Girhammar* [Käl01], [Käl06] griffen dieses Verfahren auf und wandten es auf ein 4-Raster-Wandelement mit verschiedenen Wandkonfigurationen an. Im ersten Fall ist das Wandelement am Anfangs- und Endstiel zugverankert. Die resultierenden Beanspruchungen für Stiele, Schwelle und Rähm sowie für die Beplankungsplatten sind in Abbildung 2.7 dargestellt. Die Tragfähigkeit gegenüber horizontalen Beanspruchungen berechnet sich zu:

$$H = f_p \cdot l \quad (2.26)$$

mit

- $f_p$  Schubfluss entlang der Randrippen [kN/m]
- $l$  Länge des Wandelements [m]

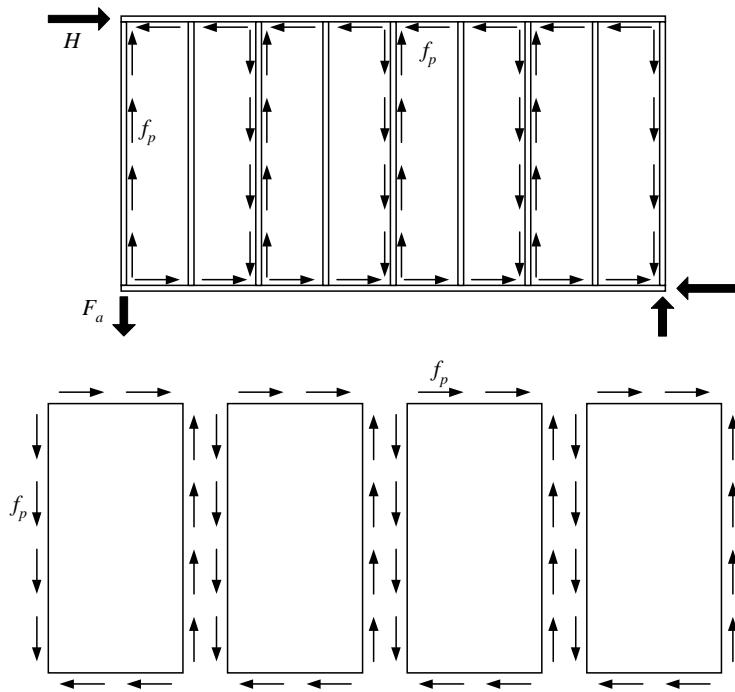
Auf die Zuganker wirkt eine Kraft von:

$$H = f_p \cdot h \quad (2.27)$$

mit

- $h$  Höhe des Wandelements [m]

In weiteren Untersuchungen wurde das Bemessungsverfahren erweitert, so dass auch Wandelemente mit Verankerung der Schwelle, ohne Verankerung unter Berücksichtigung einer Auflast sowie Wandelemente mit Öffnungen berechnet werden konnten.



**Abbildung 2.7:** Verteilung der Lasten unter Anwendung der Plastizitätstheorie für 4-Raster Wandelement und Zugverankerung der Anfangs- und Endstiele, aus [Käl01]

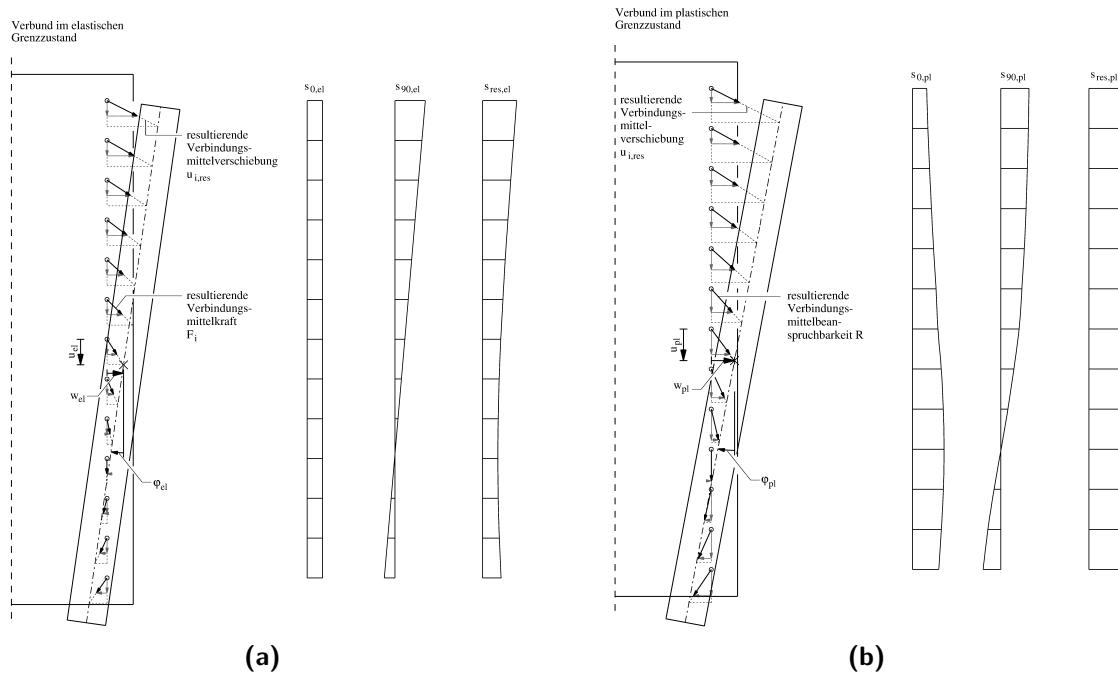
### 2.5.2 Anwendung des oberen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie

Auch *Hall* [Hal12] beschäftigte sich mit der Bemessung von Holzrahmenwänden mithilfe der Schubfeldtheorie. Hier stellte er die einfache Anwendbarkeit als positiven Faktor heraus, ging aber auch auf Nachteile dieser Methode ein. Dies sind in erster Linie recht eng gesteckte Anwendungsvoraussetzungen, so dass das Verfahren viele mögliche Konstruktionen nicht oder nur unzureichend abdeckt. Dazu zählen freie Plattenränder, Wände mit Öffnungen oder auch Sonderkonstruktionen, wie beispielsweise nicht orthogonal angeordnete Rippen. Außerdem treffen manche Annahmen auf übliche Konstruktionen nicht oder nur stark vereinfacht zu – z.B. die Annahme von starren Rippen und starrer Beplankung sowie einem fehlenden Kontakt zwischen den einzelnen Rippen untereinander. Eine genaue Berechnung von Holzrahmenelementen sei bisher nur mit aufwendigen Finite-Elemente-Analysen möglich.

Vor diesem Hintergrund entwickelte *Hall* das von ihm als „Fließverbundmethode“ bezeichnete Verfahren, das auf dem oberen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie beruht. Bedingungen für den oberen Grenzwertsatz sind:

1. Die angenommene Lastverteilung muss die Gleichgewichtsbedingungen einhalten,
2. es muss ein kinematisch zulässiger Versagensmechanismus vorliegen und
3. die geometrischen Randbedingungen müssen erfüllt sein.

Die Fließverbundmethode hat den Anspruch, dass auch Sonderkonstruktionen grundsätzlich durch Handrechnungen berechnet werden können. Die Grundüberlegung ist, dass der Kontakt zwischen jeweils einer Rippe und dem zugehörigen Beplankungsrand durch zwei Translations- und einer Drehfeder abgebildet wird. Abbildung 2.8 zeigt die Rotations- und Translationsverformungen sowie die Beanspruchungen des Verbunds zwischen Beplankung und Stiel unter einer elastischen und einer plastischen Beanspruchung. Dabei werden auch die unterschiedlichen Verformungsrichtungen der Verbindungsmitte, entsprechend ihrer jeweiligen Position entlang der Rippe, berücksichtigt.



**Abbildung 2.8:** Rotations- und Translationsverformungen sowie Beanspruchungen des Verbunds zwischen Beplankung und Stiel; (a) elastische und (b) plastische Verbundbeanspruchungen, aus [Hal12]

Durch die Abbildung aller Verbindungsmitte entlang eines Beplankungsrandes mithilfe von nur drei Federelementen, kann auch der Wert der statischen Unbestimmtheit deutlich reduziert werden. Trotz der Reduzierung sind die statischen Modelle allerdings bereits bei 1-Raster-Tafeln bis zu 12-fach statisch unbestimmt, so dass zur Berechnung Gleichungssysteme mit bis zu 12 Unbekannten gelöst werden müssen. Für die Ermittlung der plastischen Grenzlast ist außerdem eine iterative Anpassung zweier Variablen notwendig, demzufolge für den Rechenvorgang zusätzliche Zeit benötigt wird. Für Handrechnungen scheint dieses Verfahren somit nicht gut geeignet zu sein.

Ein weiters Verfahren, das in dieser Arbeit vorgestellt wurde, wird als „Stab-Verbund-Modell“ bezeichnet. Dieses verwendet Stabelemente für die Rippen und starr miteinander gekoppelte Stabelemente für die Beplankung. Für die Verbindung der Rippen und

der Beplankung werden Verbundelemente entwickelt und entsprechende Steifigkeitsmatrizen hergeleitet. Es wird allerdings darauf hingewiesen, dass die praktische Anwendung des Modells einer Implementierung in Stabwerksprogramme bedarf. Vor diesem Hintergrund bleibt unklar, wie genau die Vergleichsrechnungen durchgeführt wurden. Rechenwege oder Zwischenlösungen sind nicht angegeben. Ein weiterer Nachteil ist auch hier, dass bei plastischen Verformungen eine iterative Berechnung erforderlich wird.



# 3 FE-Modellierung von Holzrahmenwänden

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit dem Stand des Wissens zur rechnerischen Modellierung von Holzrahmenwänden. In Abschnitt 3.1 wird ein Überblick über verschiedene Möglichkeiten gegeben, auf welche Weise Holzrahmenwände mithilfe der Methode der finiten Elemente modelliert werden können. Diese werden erläutert und die grundsätzlichen Vor- und Nachteile werden diskutiert. Abschnitt 3.2 enthält eine Übersicht zu Veröffentlichungen von Modellierungsansätzen, welche anschließend in chronologischer Reihenfolge näher erläutert werden. Ein Schwerpunkt wird hier auf Modelle mit lokalen Feder- oder Balkenelementen unter monotonen Beanspruchungen gelegt. Dabei erfolgt eine Begrenzung auf solche Literaturquellen, die aus Sicht des Autors die Entwicklung der Modellierung maßgebend geprägt haben bzw. eine wichtige Grundlage für die Entwicklung des eigenen Rechenmodells darstellen. In Abschnitt 3.3 wird eine Zwischenbilanz gezogen und erläutert weshalb die Entwicklung eines neuen Modells sinnvoll ist und welche Eigenschaften dieses aufweisen sollte.

## 3.1 Modellierungsvarianten

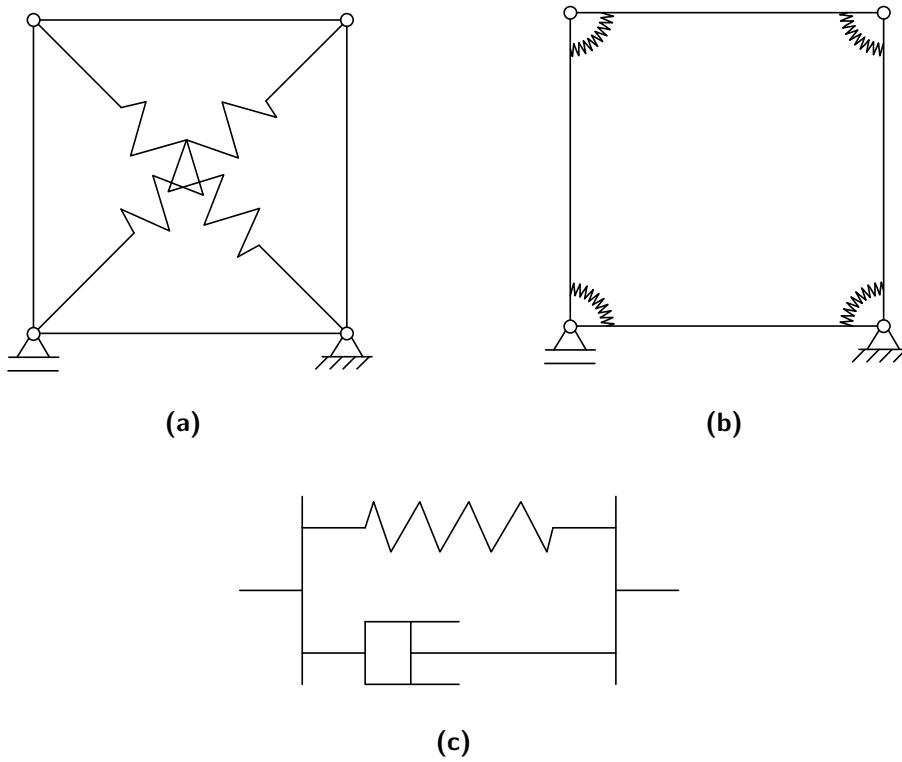
Grundsätzlich kann die Modellierung von Holzrahmenwänden auf zwei verschiedene Arten erfolgen. Entweder werden ganze Wandelemente mithilfe von Federelementen modelliert, was im Folgenden als Modellierung mit *globalen Federn* bezeichnet wird; oder jedes Verbindungsmittel sowie die Rippen und die Beplankungsplatten werden einzeln abgebildet. Dies wird im Folgenden als Modellierung mit *lokalen Federn* bezeichnet. Außerdem kann die Modellierung für eine monotone oder eine zyklische Beanspruchung erfolgen. Wenn das zyklische Trag- und Verformungsverhalten abgebildet werden soll, muss auch das veränderte Verformungsverhalten bei Ent- und Wiederbelastung in die Elementeigenschaften implementiert werden.

### 3.1.1 Globale Federn für Wandelemente

Eine Abbildung der Wandelemente durch globale Federn stellt eine Methode dar, mit der ein komplexes Trag- und Verformungsverhalten mithilfe von vergleichsweise wenigen Elementen modelliert werden kann. Insbesondere bei der Modellierung

dreidimensionaler Tragstrukturen (z.B. vollständige Gebäude), kann die Komplexität des Modells auf diese Weise deutlich reduziert werden, was sich günstig auf die Übersichtlichkeit und die benötigte Rechenleistung auswirkt. Um das Trag- und Verformungsverhalten der Wandelemente abbilden zu können, ist die Kalibrierung der entsprechenden Federelemente anhand von Versuchen an Wandelementen notwendig. In der Literatur finden sich vorwiegend drei Varianten der Modellierung:

1. Bei der ersten Variante werden die Umrissse der Wände durch gelenkig miteinander verbundene Stäbe modelliert. Die Aussteifung erfolgt über diagonale Translationsfedern (vgl. Abb. 3.1a).
2. Auch bei der zweiten Variante erfolgt die Modellierung der Wandelemente durch gelenkig miteinander verbundene Stäbe entlang der Umrisse der Wände. Die Aussteifung wird hier über die Anordnung von Rotationsfedern in den vier Ecken gewährleistet (vgl. Abb. 3.1b).
3. Bei der dritten Variante werden die Wandelemente nur über zwei Knoten modelliert, welche über ein Feder-Dämpfer-System miteinander verbunden sind (vgl. Abb. 3.1c).



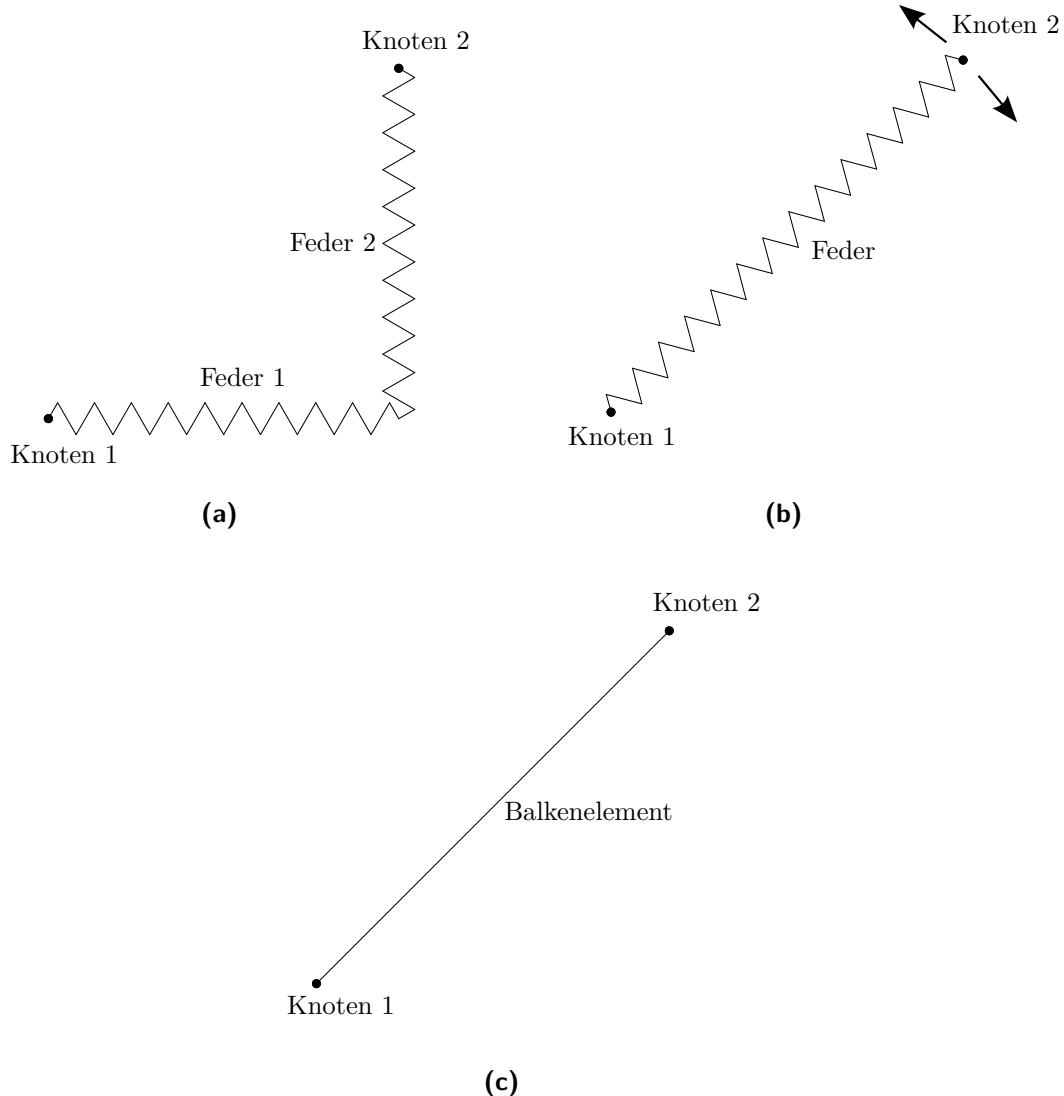
**Abbildung 3.1:** Varianten zur Modellierung von Wandelementen mithilfe von globalen Federelementen; (a) diagonale Federn, (b) Rotationsfedern, (c) Feder-Dämpfer-System

### 3.1.2 Lokale Federelemente für einzelne Verbindungsmittel

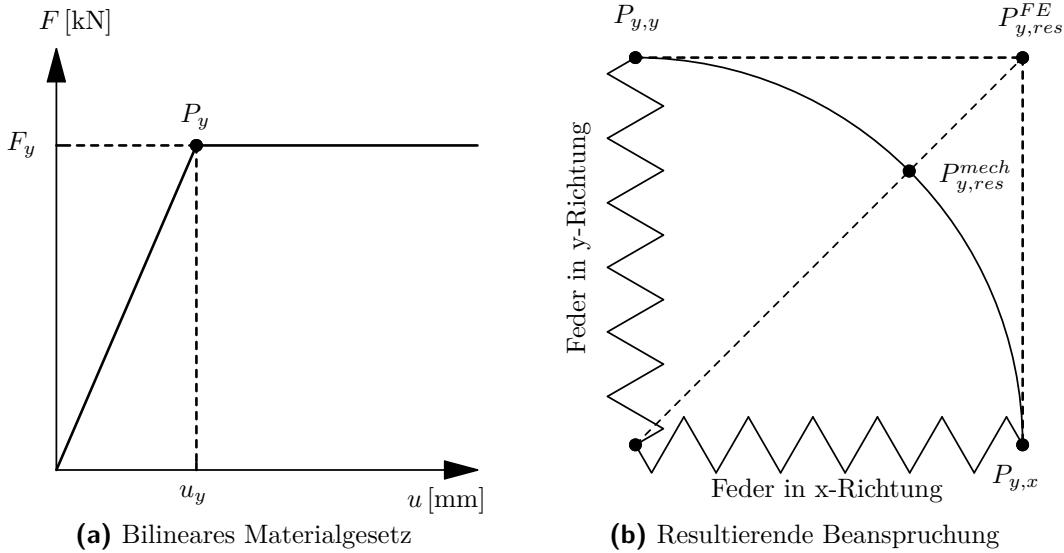
Auch bei der Modellierung der einzelnen Verbindungsmittel mithilfe von lokalen Federelementen kommen unterschiedliche Vorgehensweisen in Betracht. Die Kalibrierung der Federelemente kann auf Basis normativer Werte oder auf Grundlage von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten erfolgen.

Ein einfacher Ansatz ist die Verwendung von zwei karthesischen Federn, welche rechtwinklig zueinander angeordnet sind (im Folgenden *karthesisches Federpaar* genannt, vgl. Abb. 3.2a). Die Wirkungsrichtung ist entlang der beiden Koordinatenachsen vordefiniert. Das karthessische Federpaar ist in der Lage, das nichtlineare Tragverhalten der Verbindungen in der jeweiligen Achsrichtung abzubilden. Üblicherweise wird in beide Richtungen das gleiche Federgesetz verwendet. Unterschiedliche Federgesetze können z.B. dann sinnvoll sein, wenn ein Unterschied in der Beanspruchungsrichtung ( $\parallel$  oder  $\perp$  zur Holzfaser) oder ein frühzeitiges Versagen quer zur Holzfaser aufgrund sehr geringer Randabstände berücksichtigt werden soll.

Ein Vorteil dieser Federelemente ist, dass sie prinzipiell in allen FE-Programmen verfügbar sind und i.d.R. auch nichtlineares Trag- und Verformungsverhalten abbilden können. Hierbei muss allerdings auf eine wichtige Sache geachtet werden: Bei einem nichtlinearen Materialverhalten wirkt das Materialgesetz immer gleich, unabhängig davon in welche Richtung die Verbindungsmittel beansprucht werden. Global ausgerichtete karthesische Federpaare können dies nicht gewährleisten – hier führt eine diagonale Beanspruchung zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Zur Veranschaulichung ist in Abbildung 3.3a ein einfaches, bilineares Trag- und Verformungsverhalten dargestellt. Abbildung 3.3b zeigt den jeweiligen Fließpunkt  $P_y$  bei einer reinen Beanspruchung in x- bzw. y-Richtung (vgl.  $P_{y,x}$  und  $P_{y,y}$ ) sowie bei einer diagonalen Beanspruchung (in dieser Darstellung unter einem Winkel von  $45^\circ$  zu beiden Achsen). Bei der diagonalen Beanspruchung kennzeichnet  $P_{y,res}^{mech}$  die Stelle, an welcher der Fließpunkt nach mechanischen und geometrischen Gesetzen liegen müsste. Bei der Verwendung eines karthesischen Federpaars wird der Fließpunkt allerdings erst bei einer deutlich größeren Verformung erreicht (vgl.  $P_{y,res}^{FE}$ ) – damit geht entsprechend auch eine Überschätzung der Tragfähigkeit des Verbindungsmittels (in diesem Beispiel mit dem Faktor  $\sqrt{2}$ ) einher.



**Abbildung 3.2:** Varianten zur Modellierung von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmittern mithilfe von lokalen Elementen; (a) karthesisches Federpaar, (b) orientiertes Federelement, (c) Balkenelement (Anordnung senkrecht zur Wandebene)



**Abbildung 3.3:** Materialgesetz und resultierende Beanspruchungen bei global ausgerichteten karthesischen Federpaaren

Ein weiterer Ansatz ist die Verwendung eines einzelnen nichtlinearen Federelementes, dessen Wirkungsrichtung durch die Positionen der Anfangs- und Endknoten definiert wird (im Folgenden *orientiertes Federelement* genannt, vgl. Abb. 3.2b). Um die jeweilige Wirkungsrichtung zutreffend zu bestimmen, ist eine geometrisch nichtlineare Berechnung erforderlich. Unter dieser Voraussetzung kann das orientierte Federelement das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindungen exakt abbilden. Eine weitere Einschränkung ist, dass die Koordinaten der Anfangs- und Endknoten nicht koinzident sein dürfen. Dieser Anforderung kann durch die Modellierung eines kleinen „fiktiven“ Abstands begegnet werden. Grundsätzlich sind die orientierten Federelemente nur in wissenschaftlichen FE-Programmen verfügbar. In *ABAQUS* beispielsweise funktioniert die Verwendung darüber hinaus nicht über die *graphische Oberfläche (CAE)*, sondern nur über die textbasierte Modellierung mithilfe von *Input-files*.

Neben der Verwendung von Federelementen gibt es noch eine weitere Möglichkeit der Modellierung, bei der jedes Verbindungsmittel einzeln abgebildet werden kann. Dies erfolgt mithilfe von Balkenelementen, welche senkrecht zur Wandebene angeordnet sind und Rippen und Beplankung miteinander verbinden (vgl. Abb. 3.2c). Durch eine Einspannung der Balkenelemente entsteht eine Biegebeanspruchung, wodurch eine Übertragung der Scherkräfte in den Verbindungen erreicht wird. Die verwendeten Elementtypen sind nicht nur in rein wissenschaftlich ausgerichteten, sondern auch in gängigen Berechnungsprogrammen verfügbar. Hierbei ist eine geometrisch lineare Berechnung ausreichend. Mithilfe der Balkenelemente können genauso exakte Ergebnisse berechnet werden wie bei der Verwendung der orientierten Federelemente.

## 3.2 Beispielhafte Rechenmodelle

Zur Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holzrahmenwänden mithilfe der Methode der finiten Elemente, fanden auf internationaler Ebene in den letzten Jahrzehnten sehr umfangreiche Untersuchungen statt. Mit zunehmendem Leistungsumfang von Programmen und den ständig erweiterten Rechnerkapazitäten, stieg auch die Genauigkeit und damit die Qualität der Modelle. In diesem Abschnitt wird ein Überblick der, aus Sicht des Autors, wesentlichen Veröffentlichungen in chronologischer Reihenfolge gegeben.

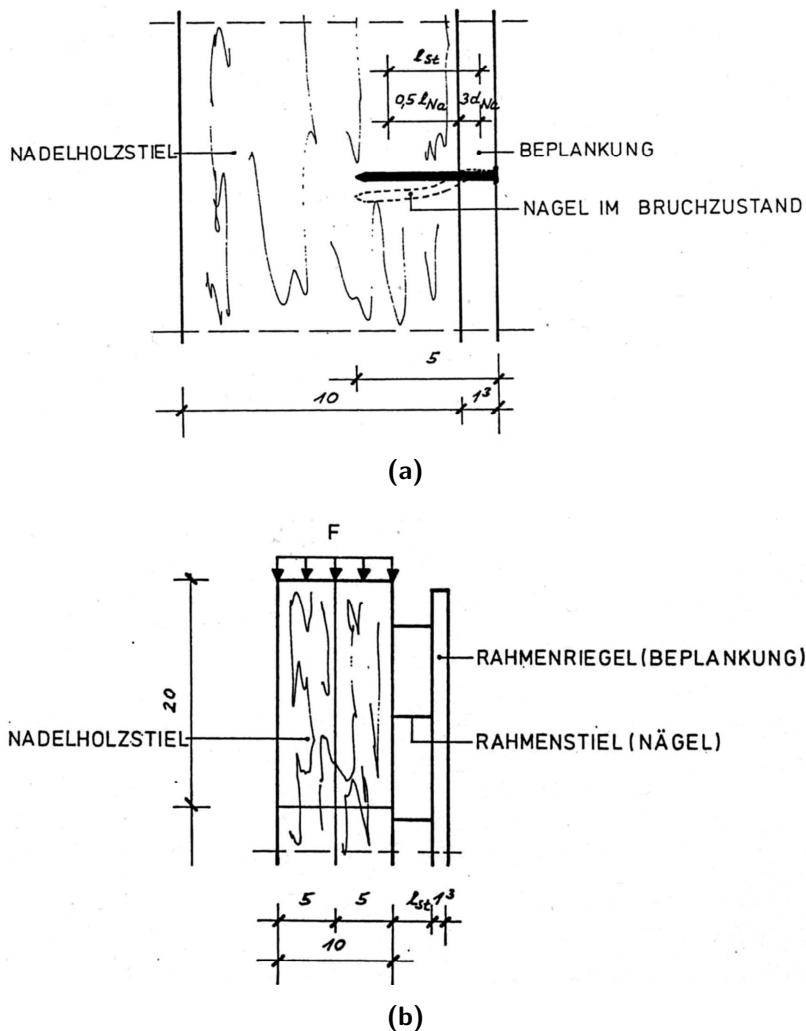
Für die Entwicklungen in der frühen Phase der FE-Modellierung sei auf *van de Lindt* [VdL04] verwiesen, der einen umfassenden Überblick über die Entwicklung der Modellierung im Zeitraum von 1982 bis 2004 gibt. Er führt die wesentlichen Veröffentlichungen auf, welche die Entwicklung der Modellierung maßgeblich geprägt haben. Eine noch etwas detailliertere Beschreibung der Veröffentlichungen im gleichen Zeitraum gibt *Judd* [Jud05b], der diese zusätzlich thematisch sortiert. Diese Übersichten werden in Tabelle 3.1 um einige deutschsprachige Veröffentlichungen im gleichen Zeitraum sowie um wichtige Veröffentlichungen bis zum Jahr 2014 ergänzt.

Autor(en)	Jahr	Quelle	Modellierung	Elemente	Programme	Verhalten	Beanspruchung
<i>Muszala</i>	1987	[Mus87]	lokal	Balkenelemente	<i>TOPAS</i>	linear-elastisch	monoton
<i>Raschper</i>	1990	[Ras90]	lokal	Balkenelemente	<i>SOLVIA</i>	elastisch-plastisch	monoton
<i>Dettmann</i>	2003	[Det03]	lokal	karthesische Federpaare	<i>Ansys</i>	abschnittsweise linear-elastisch	monoton
<i>Judd und Judd &amp; Fonseca</i>	2005	[Jud05b], [Jud05a]	lokal	orientierte Federelemente	<i>ABAQUS</i> mit „user elements“	nichtlinear	zyklisch
<i>Dinehart et al.</i>	2006	[Din06]	lokal	orientierte Federelemente	<i>Ansys</i>	nichtlinear	zyklisch
<i>Sandau-Wietfeld</i>	2008	[SW08]	lokal	orientierte Federelemente	<i>Ansys</i>	elastisch-plastisch	monoton
<i>Xu &amp; Dolan</i>	2009	[Xu09b]	lokal	orientierte Federelemente	<i>ABAQUS</i>	nichtlinear	zyklisch
<i>Xu &amp; Dolan</i>	2009	[Xu09a]	global	diagonale Federn	<i>ABAQUS</i>	nichtlinear	zyklisch
<i>Vessby et al.</i>	2010	[Ves10a]	lokal	orientierte Federelemente	<i>ABAQUS</i>	nichtlinear	monoton
<i>Vessby et al.</i>	2010	[Ves10b]	lokal	gekoppelte, karthesische Federpaare	<i>ABAQUS</i>	nichtlinear	monoton
<i>Schäidle</i>	2012	[Sch12]	lokal und global	orientierte Federelemente, karthesische Federpaare und Rotationsfedern	<i>Ansys</i>	nichtlinear	monoton und zyklisch
<i>Rinaldim</i>	2013	[Rin13]	lokal und global	orientierte Federelemente und diagonale Federn	<i>ABAQUS</i>	nichtlinear	zyklisch

Tabelle 3.1: Literaturübersicht zur FE-Modellierung von Holzrahmenwänden

### 3.2.1 Muszala 1987

Muszala [Mus87] verfolgte das Ziel, das Tragverhalten von Holzrahmenwänden zu untersuchen und Konstruktionsempfehlungen sowie Berechnungsverfahren anzugeben. Das dafür entwickelte FE-Modell verwendet Volumenelemente für die Beplankung und die Rippen. Die Modellierung der Verbindungsmittel erfolgt mithilfe von lokalen Balkenelementen, die senkrecht zur Beplankung und den Rippen angeordnet sind und diese miteinander verbinden (vgl. Abb. 3.4).



**Abbildung 3.4:** Ersatzsystem der Nagelverbindungen; (a) Länge des Nagelements, (b) Anordnung im Modell, aus [Mus87]

Die Modellierung erfolgte mithilfe des Programms *TOPAS*. Für die Materialkennwerte der Rippen und der Beplankung wurde auf Versuchsergebnisse aus der Literatur zurückgegriffen. Für die Rippen wird ein orthotropes und für die Beplankung ein isotropes, elastisches Materialgesetz verwendet. Die Verbindungsmittel werden im

Modell als runde, beidseitig biegesteif gehaltene Balken modelliert, deren Länge  $l_{St}$  nach folgender Beziehung berechnet wird:

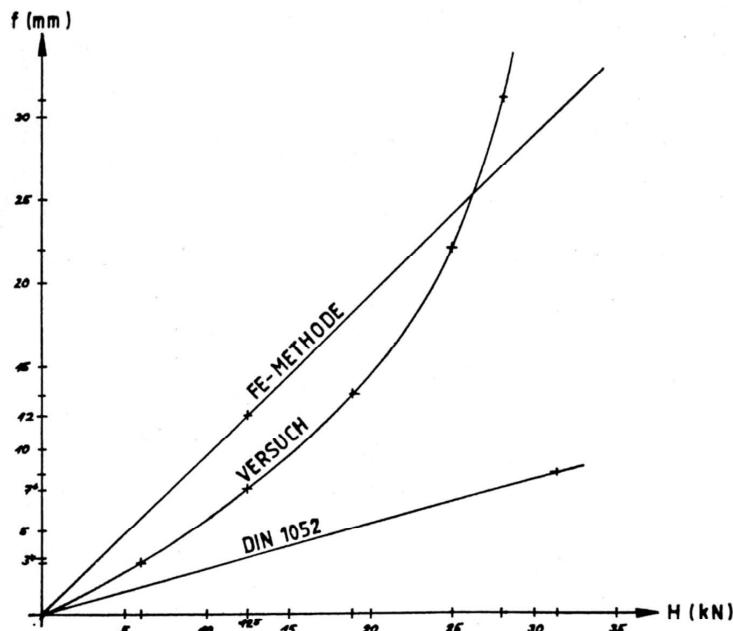
$$l_{St} = 0,5 \cdot l_{Na} + 3 \cdot d_{Na} \quad (3.1)$$

mit

- $l_{Na}$  Länge eines Nagels [mm]
- $d_{Na}$  Durchmesser eines Nagels [mm]

Im FE-Modell können mehrere Verbindungsmittel durch ein Balkenelement abgebildet werden. Die Querschnittswerte  $I_Y$ ,  $I_T$ , und  $A$  werden entsprechend umgerechnet und direkt als Materialparameter eingegeben. Das Materialgesetz ist linear-elastisch. Für die Nägel wird als E-Modul  $E_{Na} = 1,65 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$  und als Querdehnzahl  $\mu_{Na} = 0,3$  verwendet.

Zur Validierung des Modells wurden Versuche an Holzrahmenwänden durchgeführt. Ein Vergleich des Last-Verformungsverhaltens ist in Abbildung 3.5 dargestellt.

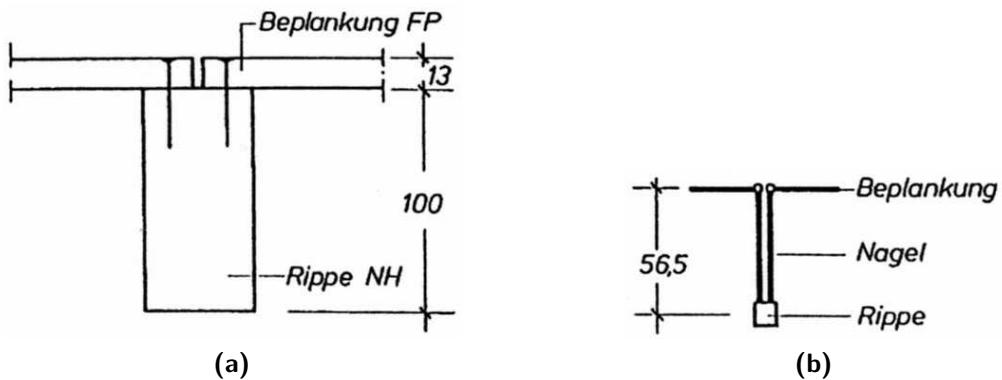


**Abbildung 3.5:** Horizontale Wandkopfverschiebung in Abhängigkeit der Horizontalkraft, aus [Mus87]

Da das Modell ausschließlich auf linear-elastischen Materialgesetzen basiert, ist es nicht in der Lage das komplexe nichtlineare Tragverhalten abzubilden.

### 3.2.2 Raschper 1990

Die Zielsetzung der Arbeit von *Raschper* [Ras90] war die Entwicklung eines FE-Modells und eines Berechnungsverfahrens, das in der Lage ist, die Steifigkeit und die Tragfähigkeit von Holzrahmenwänden unter monotoner Beanspruchung realitätsnah zu beschreiben. Dafür verwendete er ein FE-Modell, das die Rippen und die Beplankung mithilfe von Balken- und Scheibenelementen abbildet. Die Modellierung der Verbindungsmitte erfolgt mithilfe von lokalen Balkenelementen, welche senkrecht zur Beplankung und den Rippen angeordnet sind und diese miteinander verbinden (vgl. Abb. 3.6).



**Abbildung 3.6:** Modellierung einer Nagelverbindung und Bestimmung der Elementlänge;  
(a) Querschnitt, (b) Kragarmmodell, aus [Ras90]

Für die Modellierung wurde das Programm *SOLVIA* verwendet. Die Rippen werden als elastische, isotrope Balkenelemente mit einem E-Modul von  $10.000 \text{ N/mm}^2$  und einem rechteckigen Querschnitt von  $40 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$  abgebildet. Die Querdehnzahl  $\mu$  wird gleich Null gesetzt. Die Beplankung folgt ebenfalls einem elastischen, isotropen Materialgesetz mit einem E-Modul von  $2.200 \text{ N/mm}^2$ . Die Schwellenpressung wird mit einem zusätzlichen Stab in Achsrichtung der Stiele modelliert. Das entsprechende Materialverhalten wurde durch Auswertung von Versuchen bestimmt und über drei Bereiche definiert: Ein „Eingleitbereich“ mit geringer Steifigkeit beschreibt einen anfänglichen Schlupf, welchem sich ein elastischer Bereich mit höherer Steifigkeit anschließt, gefolgt von einem abschließenden ideal-plastischen Bereich. Die Verformungen aus der Zugverankerung werden über einen rechnerischen Ansatz als elastisches Materialgesetz berücksichtigt.

Zur Bestimmung der Materialparameter der Verbindungsmitte führte *Raschper* eine umfangreiche Literaturrecherche zu Versuchen an Nagelverbindungen durch. Aus allen Versuchen wird ein analytischer Ansatz für eine gemittelte Last-Verformungsbeziehung generiert:

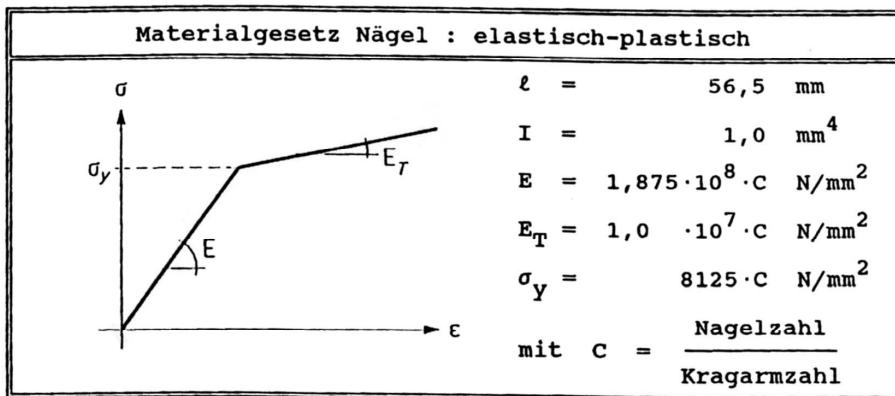
$$N = 500 \cdot \sqrt[3]{s} \quad (3.2)$$

mit

- |     |                        |
|-----|------------------------|
| $N$ | Nagelkraft [N]         |
| $s$ | Nagelverschiebung [mm] |

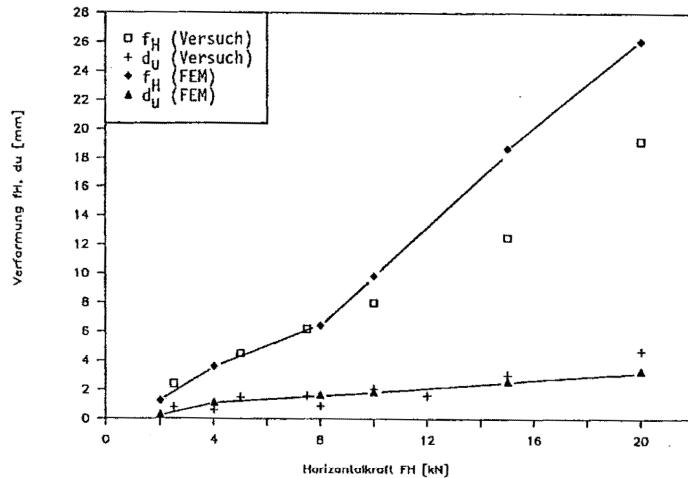
Unberücksichtigt bleibt an dieser Stelle der Einfluss der Dicke der Verbindungsmitte, der Oberflächenbeschaffenheit (glattschafig, gerillt o.ä.) und der Art der verwendeten Hölzer bzw. Holzwerkstoffe.

Die Verbindungsmitte werden im Modell als quadratische, einseitig biegesteif gehaltene Balken modelliert, die eine Länge von 56,5 mm und einen Querschnitt von  $b = h = 1,861$  mm aufweisen. Die Länge bezieht sich ursprünglich auf den Abstand der Schwerpunkte der Rippe und der Beplankung (vgl. Abb. 3.6), wird später aber auch für andere Geometrien unverändert eingesetzt. Es kommt ein Materialgesetz zur Anwendung, bei welchem der idealisierte Verlauf aus Gleichung 3.2 bilinear vereinfacht wiedergegeben wird (vgl. Abb. 3.7). Die Bilinearität wird über zwei unterschiedliche E-Moduln abgebildet: Der E-Modul  $E$  beschreibt den elastischen Bereich, der E-Modul  $E_T$  den plastischen Bereich. Mithilfe des Faktors  $C$  können außerdem mehrere Nägel durch einen Kragarm abgebildet werden.



**Abbildung 3.7:** Elastisch-plastisches Materialgesetz der Nägel, aus [Ras90]

Die Ergebnisse aus der Modellierung wurden anhand von Versuchen an Holzrahmenwänden validiert. Abbildung 3.8 zeigt einen Vergleich der Verformungen über die Horizontalkraft. Der anfängliche Schlupf lässt sich gut erkennen, während im weiteren Verlauf nur der vorwiegend elastische Bereich dargestellt ist. Auch in den anderen Darstellungen der Arbeit bleibt der plastische Bereich weitgehend unberücksichtigt.



**Abbildung 3.8:** Vergleich der Schwelleneindrückung  $d_u$  und der Tafelkopfverschiebung  $f_H$  aus Versuch und FE-Modellierung, aus [Ras90]

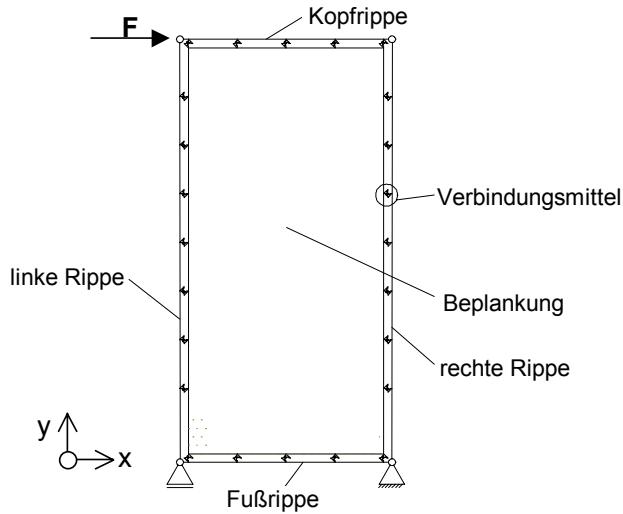
### 3.2.3 Dettmann 2003

Dettmann [Det03] entwickelte ein FE-Modell zur Beschreibung des nichtlinearen Tragverhaltens von Holzrahmenwänden unter monotonen Beanspruchungen. Als Hintergrund nannte er die aktuelle Nachweisführung in der [DIN 1052-1] bzw. [DIN 1052-3] von 1988, bei der Holzrahmenwände unter Horizontalbeanspruchung mittels einer Zugdiagonalen in der Beplankung nachgewiesen werden. Diese Fachwerkanalogie benennt er als nicht zutreffend. Ziel seiner Arbeit war es daher, ein neues theoretisches Modell für Holzrahmenwände zu entwickeln und daraus ein Berechnungsmodell abzuleiten.

Bei der Modellierung werden Balken- und Scheibenelemente für die Rippen und die Beplankung verwendet. Jedes Verbindungsmittel wird lokal mithilfe eines karthesischen Federpaars abgebildet. Der Schwerpunkt bei der Modellbildung lag auf dem Vergleich unterschiedlicher Varianten für den Kontakt der Rippen untereinander. Hier kamen vier verschiedene Modelle zum Einsatz: In Modell I wird eine gelenkige Verbindung verwendet, während Modell II auf jeglichen Kontakt der Rippen untereinander verzichtet. Dieser Ansatz führt zu einer reinen Schubbeanspruchung in der Beplankung (Schubfeldmodell). In weiteren Modellen wird ein starrer bzw. nachgiebiger Kontaktstoß der Rippen modelliert. Abbildung 3.9 zeigt den Aufbau des FE-Modells mit einer gelenkigen Verbindung der Rippen untereinander.

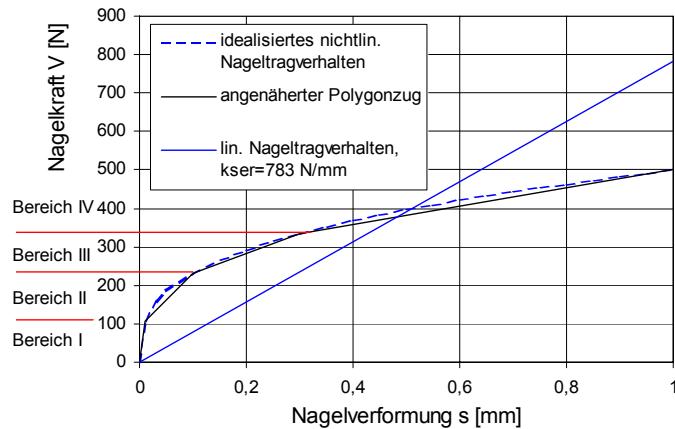
Die Rippen folgen einem linear-elastischen Materialgesetz und wurden zum Teil als starr ( $E = \infty$ ) und zum Teil als elastisch ( $E = 11.000 \text{ N/mm}^2$ ) angesetzt. Die Abmessungen betrugen  $40 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ . Die Beplankung wird immer als starr angenommen ( $E = G = \infty$ ).

Die karthesischen Federpaare folgen einem abschnittsweise linear-elastischen Federgesetz. Der Rechenlauf wird in zehn Iterationsschritte unterteilt. Nach jedem Iterationsschritt wird die Verformung jeder Feder ermittelt und die Federsteifigkeit dahingehend



**Abbildung 3.9:** Modellierung einer Holzrahmenwand mit gelenkig angeschlossenen Rippen (Modell I), aus [Det03]

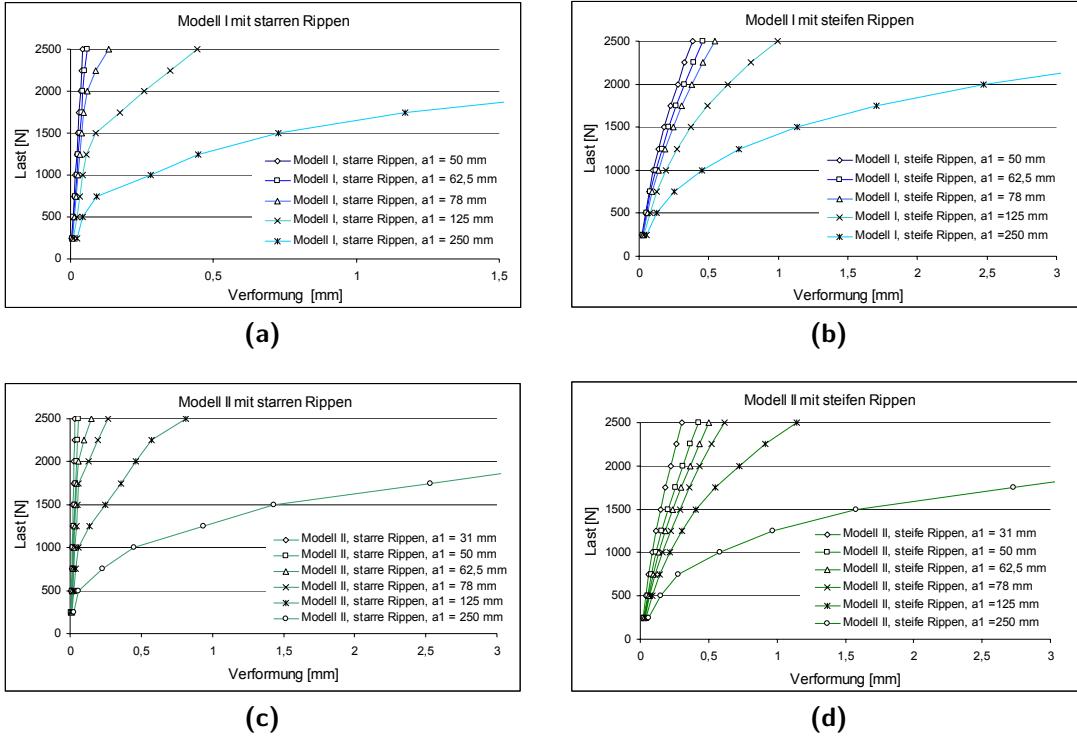
modifiziert, dass sie sich einer vorgegebenen, nichtlinearen Last-Verformungskennlinie anpasst. Dieser Prozess findet nach jedem Iterationsschritt statt, so dass näherungsweise ein vorgegebenes nichtlineares Tragverhalten der Verbindungsmitz abgebildet werden kann (vgl. Abb. 3.10).



**Abbildung 3.10:** Last-Verformungsverhalten der Nagelverbindungen, aus [Det03]

Die Ergebnisse der Modellierung bestätigten die Erwartungen, dass bei einer gelenkigen Verbindung (Modell 1) die größte Anfangssteifigkeit erreicht wird, während diese bei fehlender Verbindung (Modell 2) den geringsten Wert einnimmt. Diese Auswirkung ist bei zunehmender plastischer Verformung allerdings kaum noch erkennbar, wie die Graphen für Verbindungsmitzabstände von 250 mm zeigen (vgl. Abb. 3.11). Ähnliches gilt für die steife bzw. starre Modellierung der Rippen: Während im elastischen Verformungsbereich bei starren Rippen noch ein deutlich steiferes Last-Verformungsverhalten der Holzrahmenwand erkennbar ist, nimmt der Unterschied im

plastischen Verformungsbereich deutlich ab (vgl. Abb. 3.11c und d).

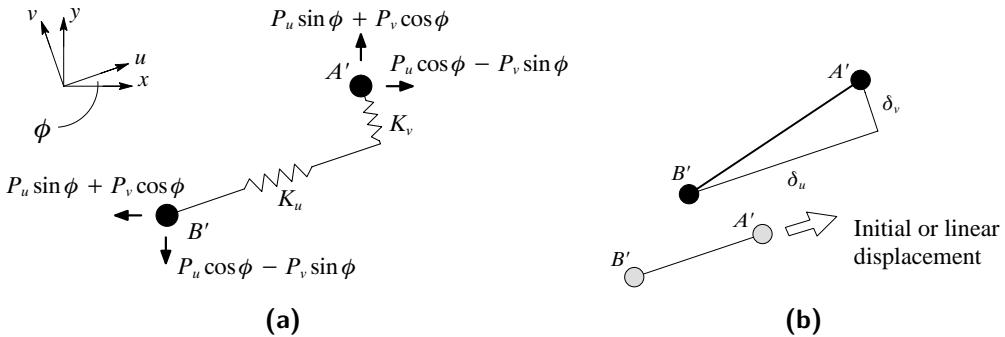


**Abbildung 3.11:** Nichtlineare Last-Verformungskurven für unterschiedliche Abstände der Verbindungsmittel, aus [Det03]

Im weiteren Verlauf der Arbeit wurden trapezförmige und dreiecksförmige Holzrahmenwände modelliert. Außerdem erfolgte eine Energiebetrachtung der unterschiedlichen Modelle. Eine Validierung anhand von experimentellen Untersuchungen wurde nicht durchgeführt.

### 3.2.4 Judd & Fonseca 2005

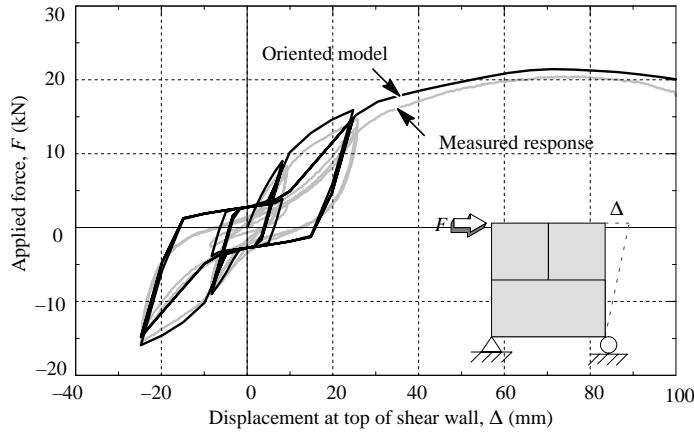
Judd [Jud05b] bzw. Judd & Fonseca [Jud05a] stellten ein FE-Modell vor, mit welchem das Last-Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden unter monotoner und zyklischer Beanspruchung abgebildet werden kann. Es wurden verschiedene Verfahren zur lokalen Modellierung der Verbindungsmittel benannt und die Vor- und Nachteile aufgeführt. Das orientierte Federelement („single spring element“) kann nach Ansicht der Autoren das monotone, nichtlineare Tragverhalten von Nagelverbindungen zutreffend abbilden. Es werden allerdings numerische Probleme im Bereich der Maximallast festgestellt. Außerdem sei das Element nicht in der Lage ein zyklisches Tragverhalten zu beschreiben. Als Lösung für beide Probleme stellen die Autoren das karthesische Federpaar („non-oriented spring pair“) vor. Sie weisen allerdings auf die Überschätzung der Tragfähigkeit bei einer diagonalen Beanspruchung hin, die in



**Abbildung 3.12:** Abbildung der Verbindungsmitte über orientierte *karthesische Federpaare*; (a) Elementdefinitionen, (b) Definition der Anfangsorientierung, aus [Jud05b]

Abschnitt 3.1 erläutert wurde. Es wird ein Lösungsansatz von *Folz & Filiatralt* [Fol01] beschrieben, bei welchem der Abstand zwischen den abgebildeten Verbindungsmittern solange erhöht wird, bis die richtige Tragfähigkeit erreicht ist. Für diese Anpassung entwickelten *Folz & Filiatralt* das Computerprogramm *CASHEW*. *Judd* bzw. *Judd und Fonseca* kombinierten beide Elementtypen und entwickelten das „oriented spring pair model“, welches aus zwei rechtwinklig zueinander ausgerichteten, orientierten Federn besteht (vgl. Abb. 3.12a). Die Orientierung erfolgt dabei entlang der Koordinaten der Anfangs- und Endpunkte der Federelemente zu Beginn eines jeden Rechenschritts („initial displacement trajectory“ oder *u*-Richtung, vgl. Abb. 3.12b). Verschiebungen, die im Rahmen der nummerischen Berechnung quer dazu verlaufen („off-direction“ oder *v*-Richtung), werden durch ein zweites Federelement aufgenommen. Die Federelemente können sowohl monotones als auch zirkuläres Tragverhalten modellieren. Da solche Federelemente in den verwendeten Programmen *ABAQUS* und *Ansys* nicht verfügbar sind, werden sie außerhalb dieser programmiert und als sog. „user elements“ eingebunden.

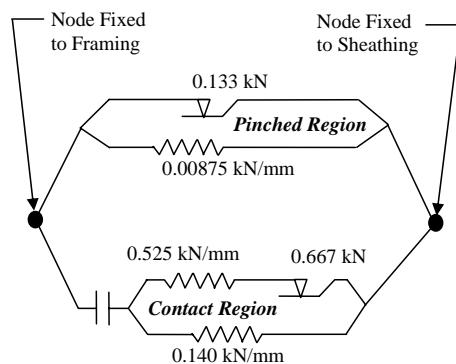
Abbildung 3.13 zeigt einen Vergleich der Last-Verformungskurven eines Wandversuchs mit einem FE-Modell, bei welchem das „oriented spring pair model“ für die Verbindungsmitte zur Anwendung kam. Die Kalibrierung erfolgte anhand von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten. Bei dem Versuch wurden im anfänglichen Bereich (bis ca. 25 mm Kopfverformung) einige Verformungszyklen aufgebracht, während im Bereich der Maximallast und darüber hinaus eine ausschließlich monotone Belastung erfolgte. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse, bei denen die Tragfähigkeiten unter Zugbeanspruchungen mit dem FE-Modell geringfügig überschätzt werden.



**Abbildung 3.13:** Vergleich der Last-Verformungskurven eines Wandversuchs mit einem FE-Modell unter Verwendung des „oriented spring pair model“, aus [Jud05b]

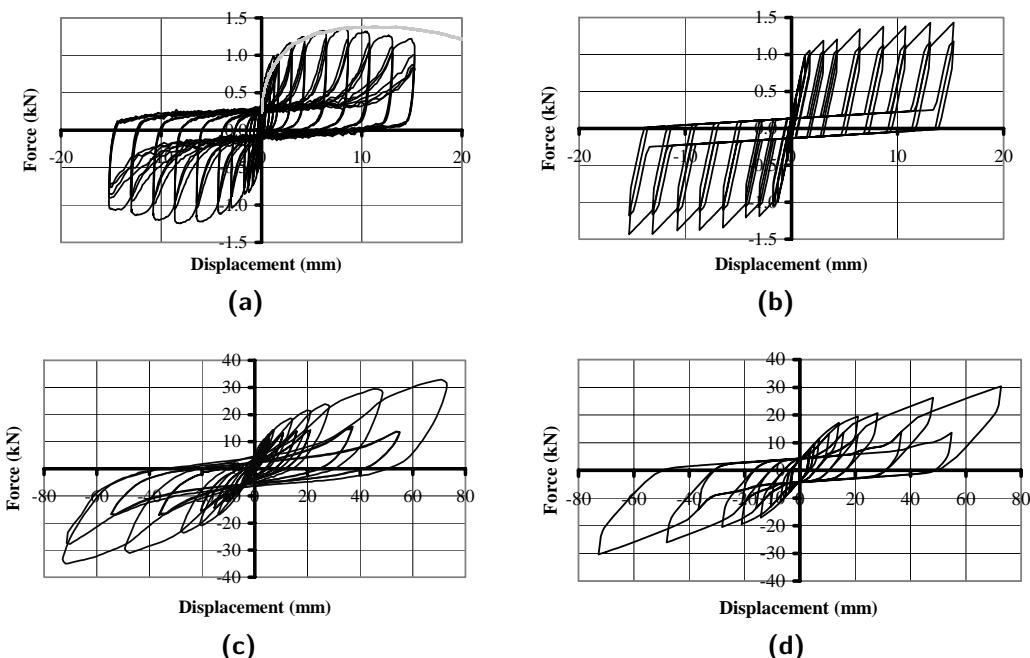
### 3.2.5 Dinehart et al. 2006

Dinehart et al. [Din06] gingen auf zurückliegende Ansätze für die Modellierung des zyklischen Tragverhaltens von Verbindungsmitteln ein und zeigten auf, dass von verschiedenen Autoren zwar funktionierende Lösungen entwickelt wurden, dass diese aber immer mit einem erheblichen Programmieraufwand verbunden sind. Ihr Ziel war es daher, einen Modellierungsansatz zur Beschreibung des hysteretischen Last-Verformungsverhaltens zu entwickeln, der in kommerzieller FE-Software verwendet werden kann. Vor diesem Hintergrund entwickelten sie eine Kombination aus zwei unterschiedlichen, bilinearen Federelementen – ein Element beschreibt jeweils den Verlauf bei der Erstbelastung („Contact Region“), ein weiteres Element den Verlauf für weitere Belastungen („Pinched Region“, vgl. Abb. 3.14). Für die Berechnung kam das Programm *Ansys* zur Anwendung. Die Kombination aus beiden Federelementen wurde jeweils in x- und y-Richtung als karthesisches Feederpaar modelliert – wie die Problematik mit der überschätzten Tragfähigkeit und Steifigkeit bei diagonaler Beanspruchung gelöst wird, wurde nicht näher erläutert.



**Abbildung 3.14:** Kombination der beiden Federelemente zur Modellierung von Nagelverbindungen, aus [Din06]

In Abbildung 3.15 sind die Ergebnisse aus Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten und Wandelementen mit denen aus der FE-Modellierung gegenübergestellt. Bei den Verbindungsmitteleinheiten können die jeweils ersten Zyklen dabei recht gut abgebildet werden, während die zweiten und dritten Zyklen nur sehr vereinfacht dargestellt werden. Insbesondere der Lastanstieg bei Wiederbelastung bereitet dem FE-Modell offensichtlich Probleme. Bei der Anwendung der Federelemente auf Holzrahmenwände, werden die Kräfte bei den jeweils ersten Zyklen etwas unterschätzt, während die weiteren Zyklen viel besser erfasst werden als bei den Verbindungsmitteleinheiten. Dies kann an der abweichenden Charakteristik des hier verwendeten Lastprotokolls (CUREE) liegen, bei welchem auf eine große Verformungsamplitude jeweils kleinere Amplituden folgen. Die Probleme bei der Wiederbelastung fallen aus diesem Grund weniger ins Gewicht.



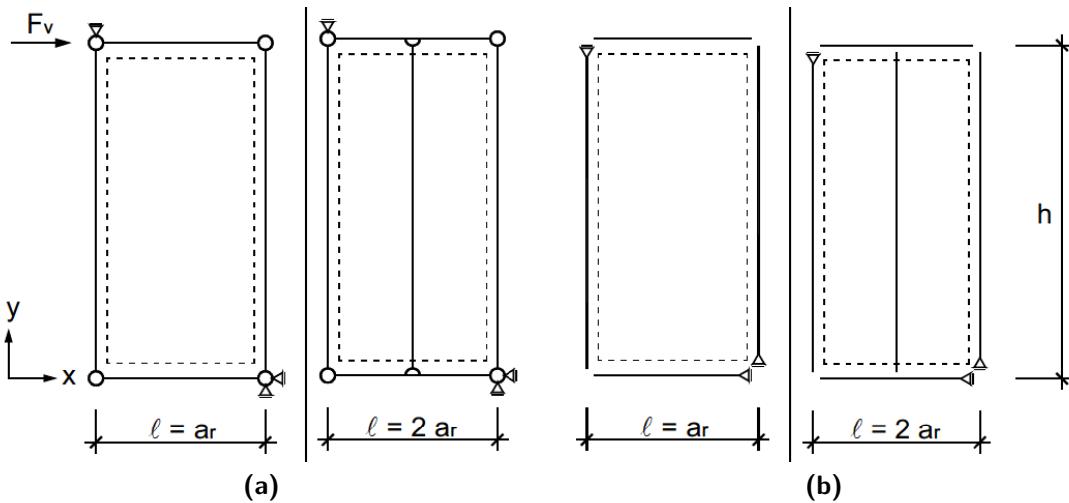
**Abbildung 3.15:** Vergleich der Hysteresen aus Versuchen und FEM; (a) Nagelverbindung – Versuch, (b) Nagelverbindung – FEM, (c) Holzrahmenwand – Versuch, (d) Holzrahmenwand – FEM, aus [Din06]

Neben diesen Untersuchungen wurde außerdem ein Modell zur Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens von solchen Holzrahmenwänden erstellt, bei denen die Verbindung zwischen der Beplankung und den Rippen über eine viskoelastische Zwischenschicht hergestellt wurde.

### 3.2.6 Sandau-Wietfeldt 2008

*Sandau-Wietfeldt* [SW08] untersuchte das Tragverhalten von Holzrahmenwänden mit dünner, beulgefährdeter Beplankung unter monotonen Beanspruchungen. Hierfür

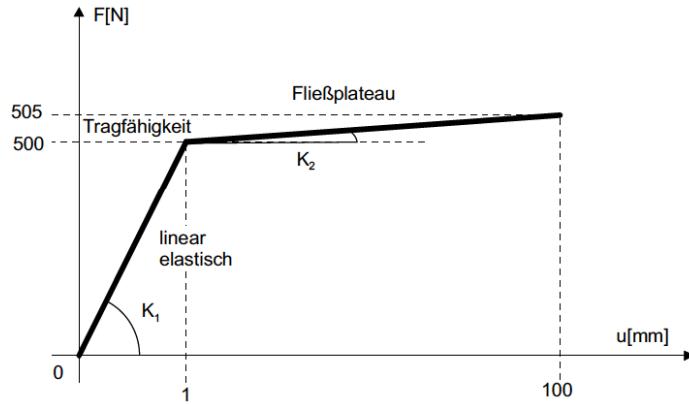
wurde ein FE-Modell entwickelt, das auch in der Lage ist, das nichtlineare Tragverhalten der Nagelverbindungen abzubilden. Es erfolgte ein Vergleich von beulender und biegesteifer Beplankung. Außerdem wurde bei der Modellierung eine Variante ohne und eine Variante mit gelenkiger Verbindung der Rippen untereinander verglichen. Auf eine Modellierung mit starrem oder nachgiebigem Kontaktstoß wurde mit Hinweis auf *Dettmann* [Det03] verzichtet, da er die beiden hier untersuchten Varianten bereits als obere und untere Eingrenzung der Steifigkeit und der Tragfähigkeit identifiziert hatte. Die statischen Modelle der insgesamt vier Varianten sind in Abbildung 3.16 dargestellt.



**Abbildung 3.16:** Statische Modelle zur Untersuchung des nichtlinearen Tragverhaltens von Holzrahmenwänden mit und ohne Mittelrippe; (a) mit Eckgelenken, (b) ohne Eckgelenke, aus [SW08]

Die Beplankung wird mit 8-Knoten-Schalenelementen modelliert. Das Materialgesetz ist linear-elastisch und isotrop, mit einem E-Modul von  $E = 5.000 \text{ N/mm}^2$  und einem Schubmodul von  $G = 1.250 \text{ N/mm}^2$ . Die Rippen bestehen aus Balkenelementen, die ebenfalls einem linear-elastischen, isotropen Materialgesetz folgen. Bei diesen beträgt der E-Modul  $E = 11.000 \text{ N/mm}^2$  und der Schubmodul  $G = 690 \text{ N/mm}^2$ .

Die Verbindungsmitte werden durch orientierte Federelemente abgebildet. Das verwendete FE-Programm *Ansys* verfügt hierfür über zwei in Betracht kommende Elementtypen: Das erste Federelement erlaubt identische Koordinaten der Anfangs- und Endknoten, kann aber nur linear-elastisches Materialverhalten abbilden. Das zweite erlaubt nichtlineares Materialverhalten, allerdings dürfen die Anfangs- und Endknoten nicht koinzident sein. Daher erfolgt eine Kombination der beiden Federelemente: Der anfängliche, linear-elastische Bereich wird mit dem ersten Federelement modelliert – anschließend wird das erste Federelement durch das zweite ersetzt und das nichtlineare Verhalten modelliert. Es kommt ein bilineares Materialgesetz zur Anwendung. Die Anfangssteifigkeit beträgt  $K_1 = 500 \text{ N/mm}^2$  und der plastische Bereich wird durch

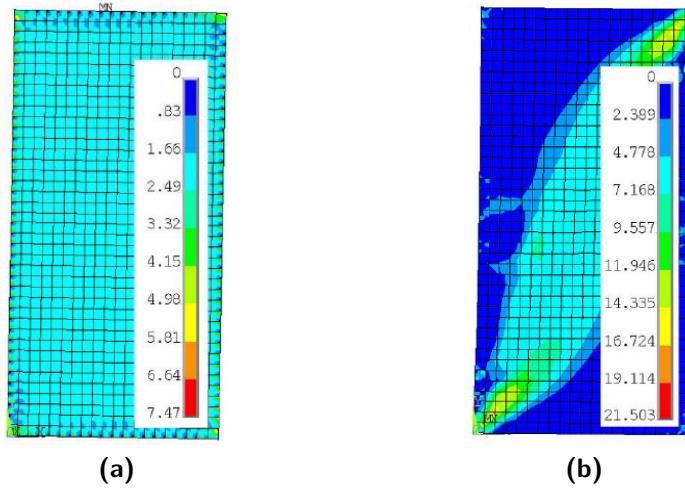


**Abbildung 3.17:** Bilineare Federkennlinie des Federelements, aus [SW08]

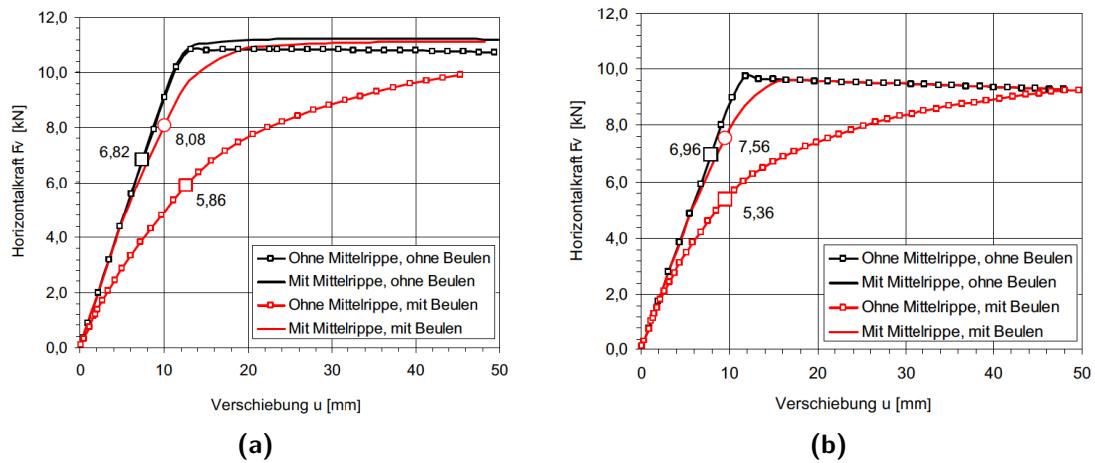
eine reduzierte Steifigkeit von  $K_2 = \frac{1}{10.000} \cdot K_1$  abgebildet (vgl. Abb. 3.17). Diese Werte basieren auf der Auswertung von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten.

Folgende Erkenntnisse ließen sich aus den rechnerischen Untersuchungen ableiten:

- Bei einer beulenden Beplankung verändert sich die Beanspruchung in der Beplankung: Während sich bei einer biegesteifen Beplankung ein Schubfeld ausbildet, entsteht bei einer beulenden Beplankung eine Art Zugdiagonale (vgl. Abb. 3.18). Dies führt allerdings nur zu einer geringen Abnahme der maximalen Tragfähigkeit, die auf eine veränderte Beanspruchungsrichtung der Verbindungsmittel in den Eckbereichen zurückzuführen ist. Die Steifigkeit reduziert sich bei einer beulenden Beplankung hingegen erheblich (vgl. Abb. 3.19).
- Die Modelle mit gelenkiger Verbindung der Rippen erreichen eine etwas höhere Tragfähigkeit als die Modelle ohne Verbindung der Rippen (vgl. Abb. 3.19). Dies wird darauf zurückgeführt, dass durch den Kontakt der Rippen auch die oberen bzw. unteren Verbindungsmittel in den Stielen eine horizontale Kraft in die Beplankung einleiten können.
- Die Mittelrippen zeigen bei einer ausreichend biegesteifen Beplankung nahezu keine Wirkung. Bei einer dünnen Beplankung verringern diese die Beulneigung allerdings ganz erheblich, was einen wesentlichen Einfluss auf die Steifigkeit des Wandelements hat (vgl. Abb. 3.19).

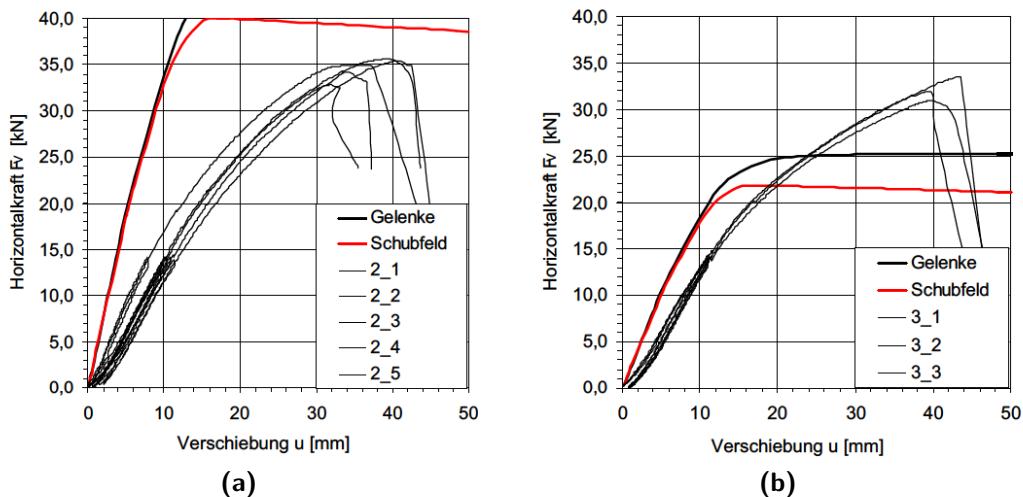


**Abbildung 3.18:** Vergleich der Spannungsverteilung in der Beplankung; (a) bei eben bleibender Beplankung, (b) bei beulender Beplankung, aus [SW08]



**Abbildung 3.19:** Last-Verformungskurven für ebene und beulende Beplankung, mit und ohne Mittelrippe; (a) gelenkige Verbindung der Rippen, (b) keine Verbindung der Rippen, aus [SW08]

Eine Validierung des Modells erfolgte mithilfe von experimentellen Untersuchungen an Holzrahmenwänden. Abbildung 3.20 zeigt den Vergleich der Last-Verformungskurven für zwei Wandkonfigurationen, bei denen der Abstand der Verbindungsmittel variiert wurde. In beiden Fällen erfolgte die Modellierung sowohl für eine gelenkige Verbindung (Gelenke) als auch für keinen Kontakt der Rippen untereinander (Schubfeld). Es zeigen sich recht große Unterschiede zwischen den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen aus der Modellierung. In weiteren Untersuchungen wurden daher die Werte für den E-Modul und den Schubmodul der Beplankung im Rahmen einer Parameterstudie verändert, bis die Last-Verformungskurven eine gute Übereinstimmung lieferten. Darüber hinaus erfolgte eine rechnerische Untersuchung von unsymmetrisch beplankten Wandelementen. Die Arbeit schloss mit einem Bemessungsvorschlag für Holzrahmenelemente mit planmäßig beulender Beplankung ab.



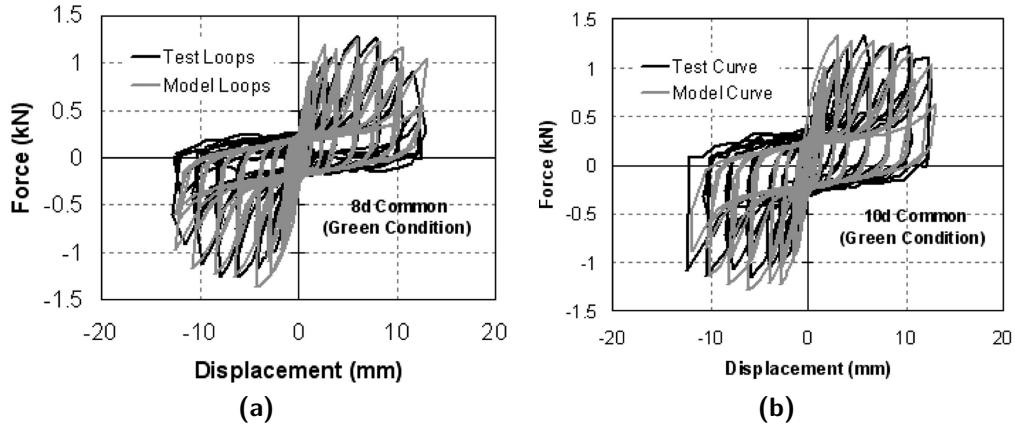
**Abbildung 3.20:** Vergleich der Last-Verformungskurven aus der Modellierung mit Wandversuchen; (a) Abstand der Verbindungsmittel: 30 mm, (b) Abstand der Verbindungsmittel: 55 mm, aus [SW08]

Wesentliche Teile der Arbeit wurden auch in einem *Forschungsbericht* [Kes03] veröffentlicht.

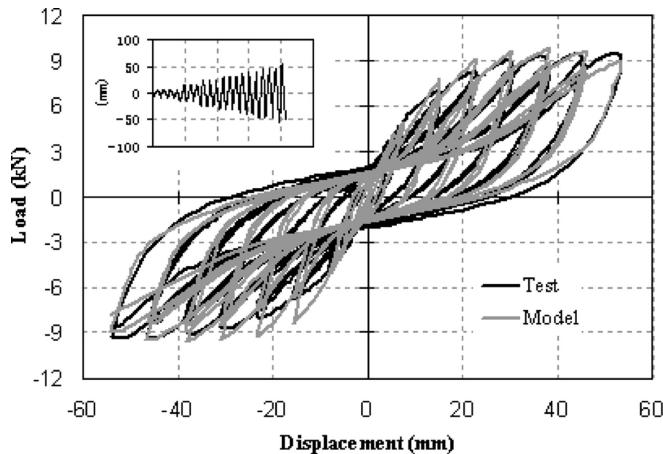
### 3.2.7 Xu & Dolan 2009

Xu & Dolan [Xu09b] wandten das von Judd [Jud05b] bzw. Judd & Fonseca [Jud05a] entwickelte „oriented spring pair model“ für die Modellierung des zyklischen Tragverhaltens von Verbindungsmitteln im Holzrahmenbau an. Auch sie verwendeten benutzerdefinierte „user-elements“, die in das Programm *ABAQUS* implementiert wurden. Die Beschreibung des hysteretischen Trag- und Verformungsverhaltens erfolgte anhand von insgesamt 13 Parametern und wurde an Versuchen an Verbindungsmittelinheiten für unterschiedliche Konfigurationen kalibriert. Abbildung 3.21 zeigt zwei

Hysteresen aus der FE-Modellierung mit den zugehörigen Versuchskurven. Eine Anwendung dieser Elemente auf die Modellierung von Holzrahmenwänden zeigt eine recht gute Übereinstimmung des hysteretischen Last-Verformungsverhaltens (vgl. Abb. 3.22).

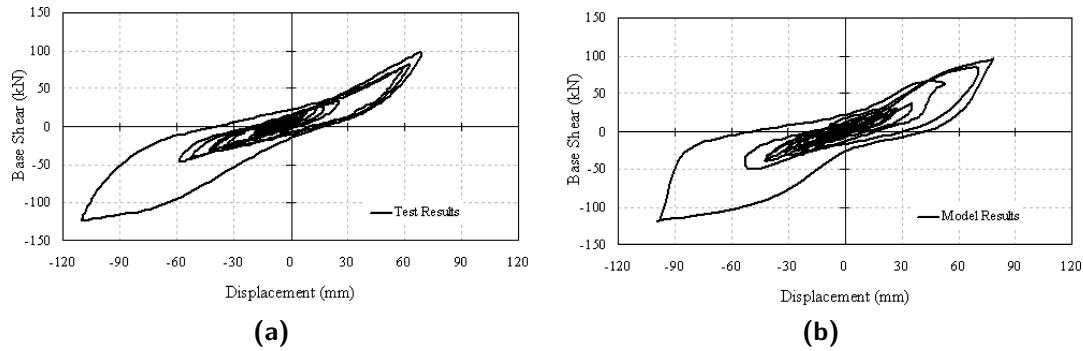


**Abbildung 3.21:** Hysteresen aus Versuchen an glattschaftigen Nägeln und kalibrierte Hysteresen aus FEM; (a) „8d common nails“, (b) „10d common nails“, aus [Xu09b]



**Abbildung 3.22:** Hysteresen aus dem Versuch an einer Holzrahmenwand und den Ergebnissen aus der Modellierung, aus [Xu09b]

Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen leiteten *Xu & Dolan* [Xu09a] entsprechende Parameter ab, die sie für die dreidimensionale Modellierung eines Gebäudes im Holzrahmenbau benötigten: Die Wandelemente wurden hier durch einen Rahmen und jeweils zwei diagonale Federelemente abgebildet. Zur Anwendung kam auch hier das Programm *ABAQUS*. Die Ergebnisse wurden mit denen eines Schwingtischversuchs [Fil02] gegenübergestellt und zeigten – trotz kleinerer Abweichungen – einen vergleichbaren „Base Shear“-Verformungsverlauf (vgl. Abb. 3.23).

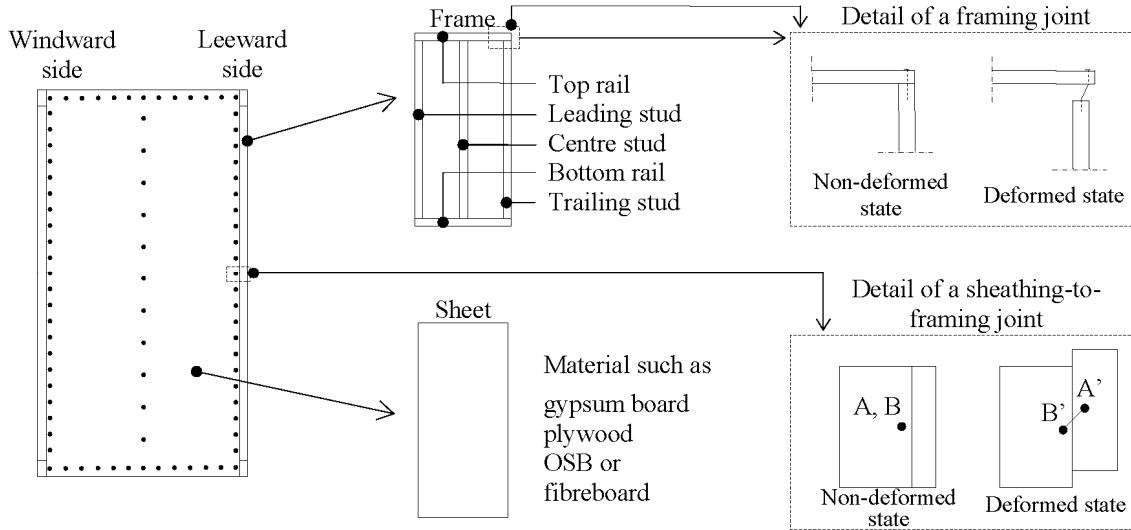


**Abbildung 3.23:** Vergleich der Hysteresen aus Schwingtischversuch und FE-Modell, (a) Versuchsergebnisse, (b) Ergebnisse aus der Modellierung, aus [Xu09a]

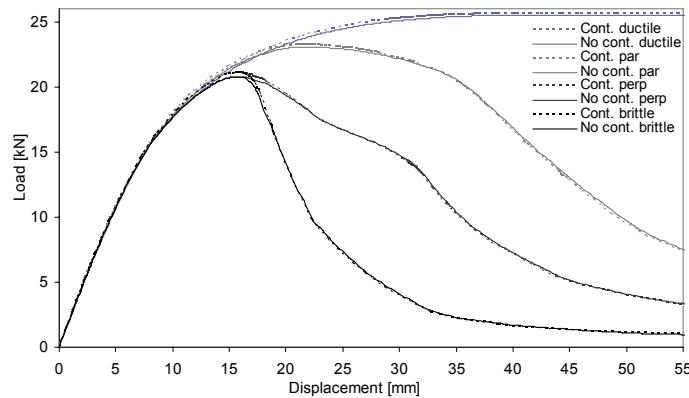
### 3.2.8 Vessby et al. 2010a

Vessby et al. [Ves10a] beschäftigten sich mit der Fragestellung, welchen Einfluss der Kontakt der Beplankungsplatten untereinander auf das Trag- und Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden hat. Dafür entwickelten sie ein FE-Modell, welches Balkenelemente für die Rippen und 4-Knoten-Schalenelemente für die Beplankung verwendet. Die Verbindungsmitte wurden über nichtlineare, orientierte Federelemente abgebildet und anhand von Versuchsdaten an Verbindungsmitteleinheiten (vgl. [Gir04b]) kalibriert. Die Modellierung des Kontakts der Beplankungsplatten untereinander erfolgte über die Annahme eines „hard contacts“, der ein Durchdringen der benachbarten Beplankungsplatten verhindert und ein Lösen erlaubt. Die Anordnung der Bauteile und Verbindungen der Holzrahmenwände im FE-Modell ist in Abbildung 3.24 dargestellt. „A“ bezeichnet hier die Position des Nagelfußes und „B“ die des Nagelkopfs. Für die Modellierung wurde das Programm *ABAQUS* verwendet.

Abbildung 3.25 zeigt einen Vergleich der Last-Verformungskurven einiger Modelle von Holzrahmenwänden, bei denen die Berechnungsergebnisse mit und ohne Berücksichtigung des Kontakts zwischen den Beplankungsplatten untereinander gegenübergestellt wurden. Dies erfolgt für vier verschiedene Verformungscharakteristika von Verbindungsmittern, die an dieser Stelle nicht näher erläutert werden. In allen Fällen zeigt sich, dass der Einfluss des Kontakts auf das gesamte Last-Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden kaum erkennbar ist.



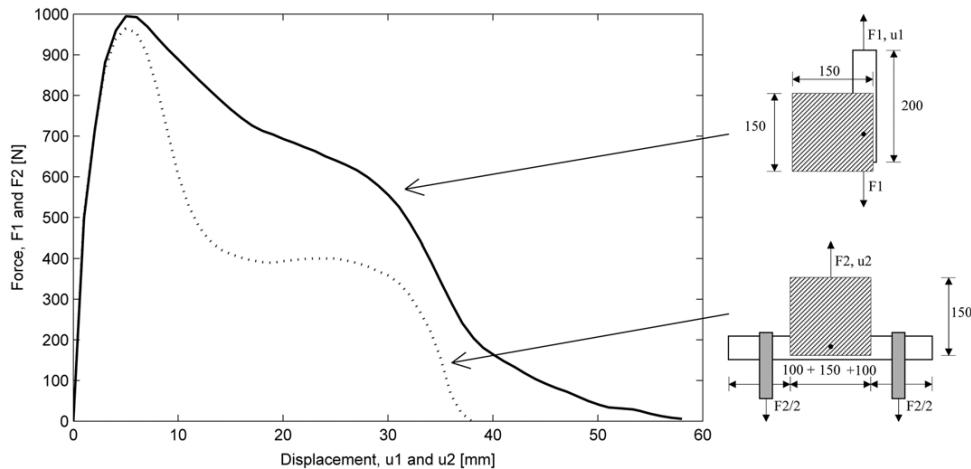
**Abbildung 3.24:** Anordnung der Bauteile und Verbindungen im FE-Modell, aus [Ves10a]



**Abbildung 3.25:** Vergleich der Last-Verformungskurven mit und ohne Berücksichtigung des Kontakts der Beplankungsplatten untereinander für unterschiedlich kalibrierte *orientierte Federelemente*, aus [Ves10a]

### 3.2.9 Vessby et al. 2010b

Vessby et al. [Ves10b] stellten heraus, dass bei bisherigen Ansätzen für die Modellierung von Nagelverbindungen in Holzrahmenwänden keine Unterscheidung hinsichtlich des unterschiedlichen Trag- und Verformungsverhaltens für Beanspruchungen parallel und orthogonal zum Rand der Beplankung erfolgte. Die Autoren sehen hier eine Notwendigkeit diesen Effekt zu berücksichtigen. Experimentelle Untersuchungen an Verbindungsmitteleinheiten von Girhammar et al. [Gir04b] zeigten deutliche Unterschiede, vor allem hinsichtlich des Nachbruchverhaltens bei Nägeln mit einem Durchmesser von 2,1 mm und Randabständen von 22,5 mm (vgl. Abb. 3.26 und Abschnitt 4.2.5).



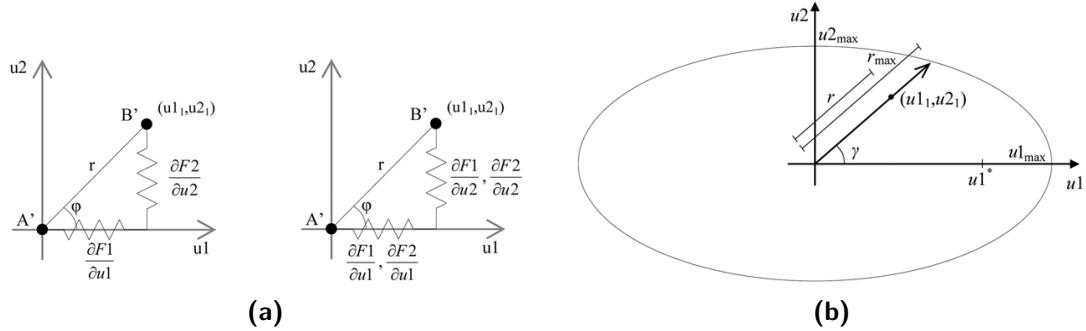
**Abbildung 3.26:** Last-Verformungsverhalten von Nagelverbindungen mit beanspruchtem und unbeanspruchtem Rand, aus [Ves10b]

Vor diesem Hintergrund entwickelten die Autoren ein karthesisches Federpaar, mit welchem in beide Hauptrichtungen ein unterschiedliches Last-Verformungsverhalten angesetzt werden kann. Dabei unterscheiden sie ein ungekoppeltes und ein gekoppeltes Federpaar (vgl. Abb. 3.27a). Beim ungekoppelten Federpaar beeinflussen sich die Verformungen  $u_1$  und  $u_2$  nicht gegenseitig:

$$K^{tan} = \begin{bmatrix} \frac{\delta F_1}{\delta u_1} & 0 \\ 0 & \frac{\delta F_2}{\delta u_2} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Beim gekoppelten Federpaar erfolgt eine Beeinflussung durch die Verformungen in die jeweils andere Hauptrichtung (vgl. Abb. 3.27a):

$$K^{tan} = \begin{bmatrix} \frac{\delta F_1}{\delta u_1} & \frac{\delta F_1}{\delta u_2} \\ \frac{\delta F_2}{\delta u_1} & \frac{\delta F_2}{\delta u_2} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$



**Abbildung 3.27:** Unterschiede zwischen den verwendeten Federpaaren; (a) ungekoppeltes und gekoppeltes Federpaar, (b) Kopplungsdefinition mit elliptischer Versagensbedingung, aus [Ves10b]

Bei der Kopplung des Federpaars werden drei verschiedene Methoden miteinander verglichen. An dieser Stelle soll das sogenannte „coupled-elliptic-outer bound“-Modell erläutert werden. Bei diesem erfolgt die Kopplung über einen elliptischen Ansatz (vgl. Abb. 3.27b) auf Grundlage folgender Gleichung:

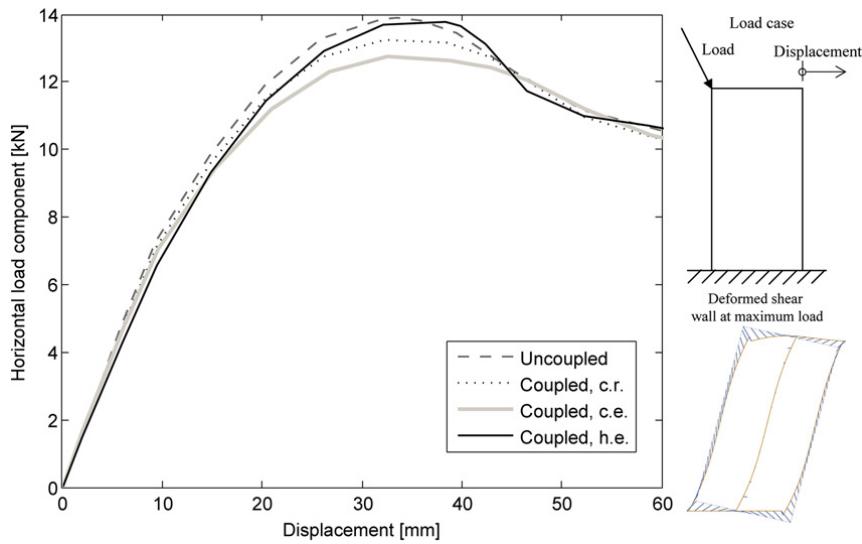
$$\left(\frac{u_1}{u_{1\max}}\right)^m + \left(\frac{u_2}{u_{2\max}}\right)^n = 1 \quad (3.5)$$

Durch unterschiedliche Zahlenwerte für  $m$  und  $n$  kann das Verhalten angepasst werden. Vessby et al. geben an, dass ihnen die Durchführung von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten mit unterschiedlichen Beanspruchungswinkeln zur Kalibrierung sinnvoll erscheint.

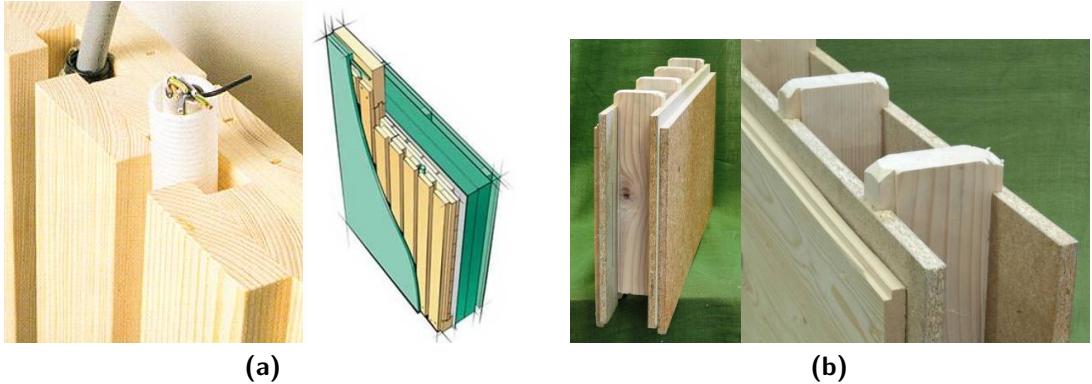
Abbildung 3.28 zeigt die Last-Verformungskurven aus der FE-Modellierung einer Holzrahmenwand unter Verwendung von ungekoppelten und drei Varianten von gekoppelten Federpaaren im Vergleich. Der Graph „Coupled, c.e.“ steht hier für den vorgestellten Ansatz unter Verwendung von  $m = n = 2$  (vgl. Gl. 3.5). Grundsätzlich zeigt sich, dass mit allen Federpaaren eine vergleichbare Last-Verformungscharakteristik erreicht wird. Das ungekoppelte Federpaar erreicht dabei die höchste Tragfähigkeit und Steifigkeit, während das vorgestellte gekoppelte Federpaar die geringsten Werte liefert. Insgesamt liegen die Abweichungen bei maximal 10 %. Eine Validierung der Ergebnisse anhand von experimentellen Untersuchungen an Holzrahmenwänden erfolgte nicht.

### 3.2.10 Schädle 2012

Schädle [Sch12] beschäftigte sich in seiner Dissertation mit zwei „innovativen Wandbauweisen“, die sich im Bereich des Holzbau in den letzten Jahren entwickelten. Dies sind die Massivholz-Paneelebauweise (vgl. Abb. 3.29a) und die Einzelement-Bauweise (vgl. Abb. 3.29b). Da für diese Bauweisen noch keine Erkenntnisse über deren Verhalten unter Erdbebenbeanspruchungen vorlagen, erfolgte ein Vergleich hinsichtlich des



**Abbildung 3.28:** Last-Verformungsverhalten einer Holzrahmenwand bei Verwendung von unterschiedlichen Federpaaren, aus [Ves10b]

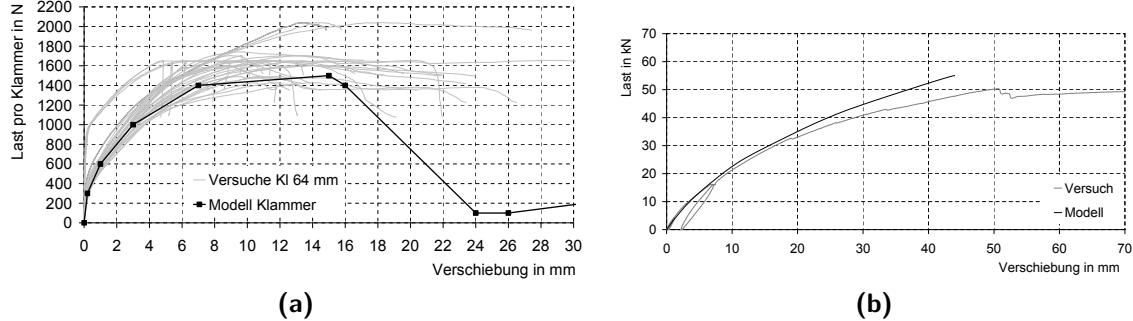


**Abbildung 3.29:** Wandaufbau der untersuchten Bauweisen; (a) Massivholz-Paneelebauweise, (b) Einzelement-Bauweise, aus [Sch12]

Trag- und Verformungsverhaltens unter monotoner und zyklischer Beanspruchung mit der klassischen Holzrahmenbauweise. Ziel war es, eine Einordnung dieser Bauweisen hinsichtlich der Duktilitäts- und Energiedissipationseigenschaften zu ermöglichen.

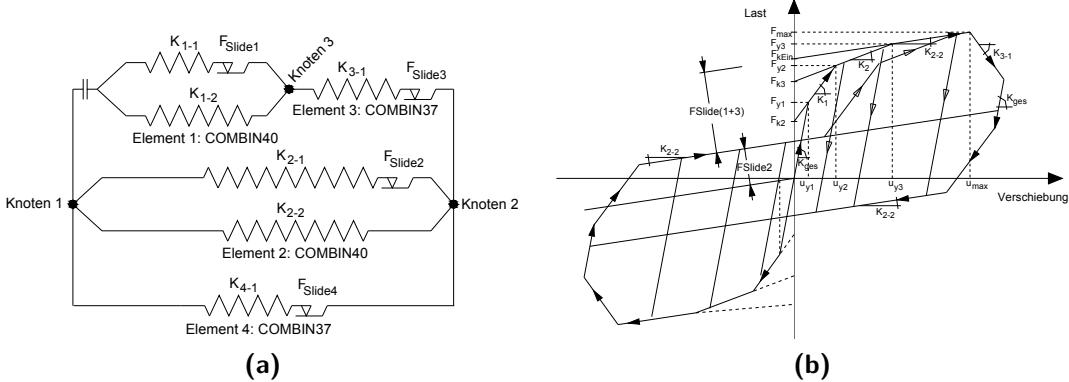
Neben der Durchführung von experimentellen Untersuchungen, entwickelte *Schädle* mithilfe des Programms *Ansys* ein FE-Modell zur Beschreibung des monotonen und zyklischen Trag- und Verformungsverhaltens von Holzrahmenelementen und der Massivholz-Paneelebauweise. Für die Rippen werden quaderförmige Volumenelemente mit acht Knoten verwendet. Die Beplankung wird mit 4-Knoten-Schalenelementen modelliert, deren Knoten über jeweils sechs Freiheitsgrade verfügen. Das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindungsmittel wurde sowohl für monotone als auch für zyklische Beanspruchungen abgebildet. Für den monotonen Fall erfolgte dies mithilfe von orientierten Federelementen, welche anhand von Versuchen an Verbindungsmittel-

einheiten kalibriert wurden (vgl. Abb. 3.30a). Abbildung 3.30b zeigt das resultierende Trag- und Verformungsverhalten bei einer Anwendung auf eine Holzrahmenwand im Vergleich zu einem entsprechenden Wandversuch.



**Abbildung 3.30:** Beschreibung des monotonen Trag- und Verformungsverhaltens der Verbindungsmitte mithilfe eines orientierten Federelements; (a) Beispiel für eine Kalibrierung, (b) Vergleich der Anwendung auf eine Holzrahmenwand mit entsprechendem Wandversuch, aus [Sch12]

Die Modellierung des zyklischen Verhaltens der Verbindungsmitte erfolgte mithilfe eines Pakets mit sechs parallel bzw. in Reihe geschalteten Federn. Jede einzelne Feder entspricht einem der Federtypen, die in kommerziellen FE-Programmen verfügbar sind. Diese sind nicht orientiert wie im monotonen Fall, sondern werden entlang beider Achsrichtungen modelliert und entsprechen somit der Definition von karthesischen Federpaaren. Abbildung 3.31 zeigt den Aufbau des Federpaketes und die Bedeutung der einzelnen Federn für das hysteretische Verhalten.

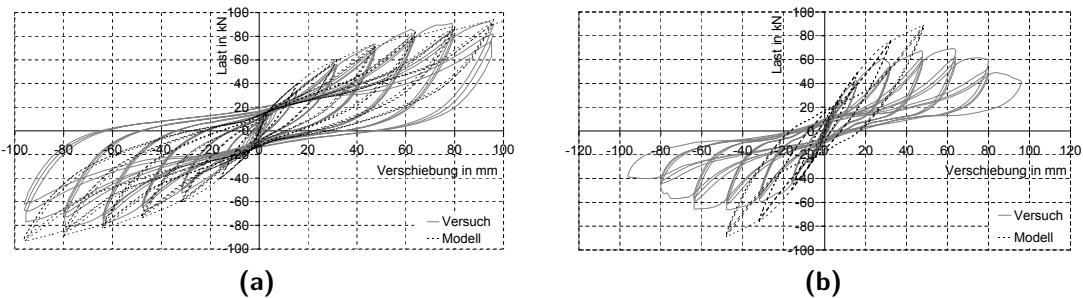


**Abbildung 3.31:** Entwickeltes Federpaket zur Beschreibung des zyklischen, nichtlinearen Trag- und Verformungsverhaltens der Verbindungsmitte; (a) Aufbau der Elemente, (b) Bedeutung für hysteretisches Verhalten, aus [Sch12]

Die Elemente 1 ( $K_{1-1}$  und  $K_{1-2}$ ) und 3 ( $K_{3-1}$ ) beschreiben die Lochleibung im Holz und in den Plattenwerkstoffen - hier ist vor allem das veränderte Trag- und Verformungsverhalten bei Ent- und Wiederbelastung entscheidend, wenn kein Kontakt zwischen Verbindungsmitte und dem Holz bzw. dem Plattenwerkstoff besteht. Element

$K_2$  ( $K_{2-1}$  und  $K_{2-2}$ ) beschreibt die Biegebeanspruchung des Verbindungs mittels. Mit Element 4 kann die Reibung zwischen benachbarten Bauteilen abgebildet werden. Schädele weist darauf hin, dass dieser Anteil mit zunehmender Verformung abnimmt. Das Federpaket wird anhand von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten kalibriert. Neben der Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbindungs mittel wird das Federpaket auch verwendet um das zyklische Verhalten der Zugverankerung abzubilden.

Die Modellierung der unterschiedlichen Bauweisen im monotonen Fall zeigte eine gute Übereinstimmung mit den Bauteilversuchen. Bei der Anwendung des Federpaketes auf die Modellierung einer zyklischen Beanspruchung, wurden bei der Massivholz-Paneelebauweise sehr gute Ergebnisse erzielt (vgl. Abb. 3.32a) – bei der Holzrahmenbauweise konnte das Trag- und Verformungsverhalten allerdings nicht hinreichend beschrieben werden (vgl. Abb. 3.32b). Dies wird unter anderem mit dem Versagen der Bauteilversuche durch einen Abriss der Beplankung im Bereich der Zugverankerung erklärt: Dieser Versagensmechanismus kann vom Modell nicht erfasst werden.



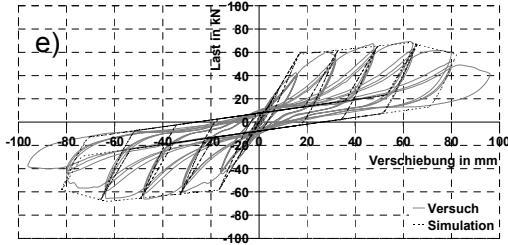
**Abbildung 3.32:** Vergleich der Ergebnisse aus Modellierung und Bauteilversuchen für unterschiedliche Bauweisen; (a) Massivholz-Paneelebauweise, (b) Holzrahmenbauweise, aus [Sch12]

Aufbauend auf die genaue Modellierung am Wandelement erfolgte eine vereinfachte Abbildung der Wandelemente zur Modellierung von Gebäudestrukturen. Das vereinfachte Modell besteht aus einem Rahmen mit Rotationsfedern in allen vier Ecken. Die Kalibrierung der Federn erfolgte anhand der Versuche an Wandelementen. Abbildung 3.33 zeigt die Hysteresen des Modells und des zur Kalibrierung herangezogenen Wandversuchs.

Anhand der Ergebnisse aus der Modellierung ganzer Gebäudestrukturen wurden die jeweiligen q-Werte abgeleitet und die Energiedissipation bestimmt. Für die Berechnungen wurden unterschiedliche Erdbebenereignisse zugrunde gelegt.

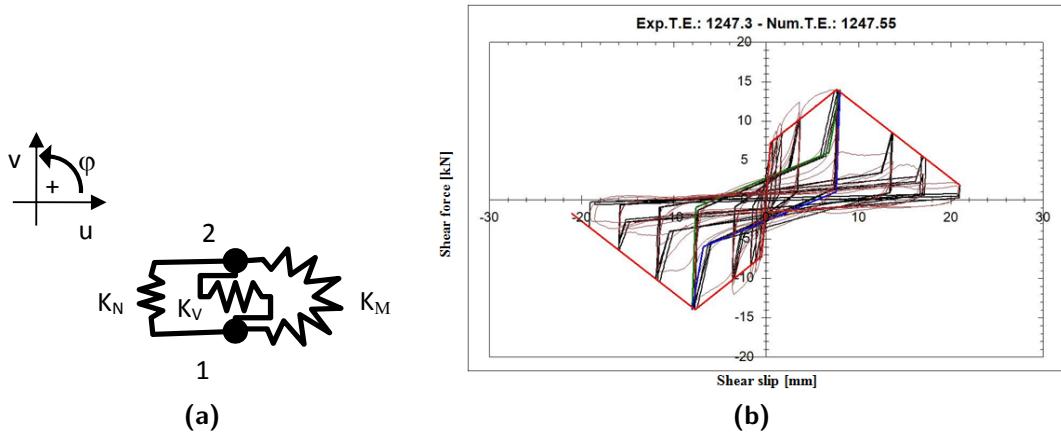
### 3.2.11 Rinaldin 2013

Rinaldin [Rin13] verwendete ein orientiertes Federpaar mit zusätzlicher Rotationsfeder (vgl. Abb. 3.34a). Mit diesem Element kann sowohl monoton als auch hysteretisches Last-Verformungsverhalten von Verbindungen und Bauteilen abgebildet werden.



**Abbildung 3.33:** Vergleich der Hysteresen aus den Ergebnissen eines Wandversuchs und des FE-Modells einer zweidimensionalen Ersatzstruktur eines Wandelements, aus [Sch12]

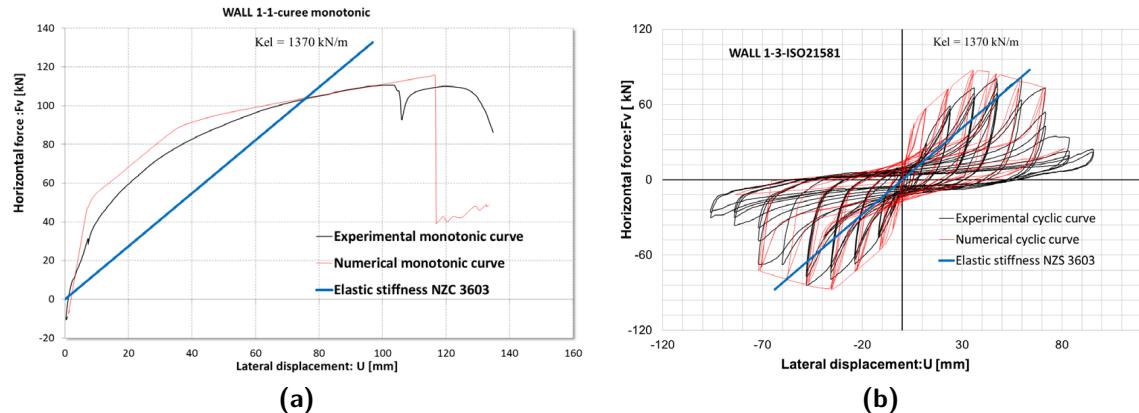
Rinaldin verwendete diesen Elementtyp bei der Modellierung von Holzrahmenelementen sowohl für die Modellierung der Verbindungsmitte als auch der Verankerung, wobei die Rotationsfeder jeweils unberücksichtigt blieb. Um das gewünschte Tragverhalten abbilden zu können, ist eine Kalibrierung anhand der Hysteresen aus experimentellen Untersuchungen notwendig. Abbildung 3.34b zeigt beispielhaft eine Last-Verformungskurve aus einem zyklischen Versuch an Verbindungsmitteleinheiten aus dem Forschungsprojekt *Optimberquake* (vgl. Abschnitt 5.3) und die entsprechend kalibrierte Hysterese des Federelements. Die Kalibrierung wird durch das von Rinaldin entwickelte Programm „So.ph.i.“ automatisiert vorgenommen (eine abschließende manuelle Anpassung ist möglich) und mithilfe von „user-elements“ in das FE-Programm *ABAQUS* implementiert.



**Abbildung 3.34:** Orientiertes Federpaar mit zusätzlicher Rotationsfeder zur Modellierung der Verbindungen; (a) Aufbau des Elements, aus [Rin13], (b) Kalibrierung anhand von Bauteilversuchen, aus [Fra12]

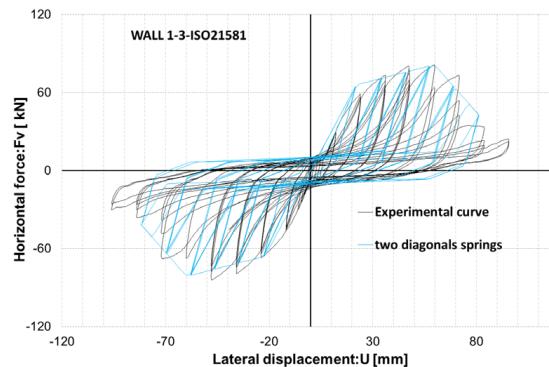
Die Validierung der Ergebnisse auf Wandebene erfolgte anhand der Versuche des Forschungsprojekts *Optimberquake* an Holzrahmenelementen unter monotoner und zyklischer Beanspruchung (vgl. Abschnitt 5.5). Abbildung 3.35 zeigt einen Vergleich von zwei Last-Verformungskurven aus den Wandversuchen und den Ergebnissen aus der FE-Modellierung. Die Wandaufbauten waren in beiden Fällen identisch, lediglich

die Art der Beanspruchung (monoton oder zyklisch) unterschied sich hier. In beiden Fällen zeigt sich eine gute Übereinstimmung, auch wenn die Maximallasten und die Steifigkeiten im zyklischen Fall etwas überschätzt werden. Da die Versuche an Verbindungsmitteleinheiten unter monotonen und zyklischen Beanspruchungen, die der Kalibrierung der Federelemente zugrundegelegt wurden, vergleichbare Tragfähigkeiten aufwiesen, bleibt an dieser Stelle unklar, weshalb sich die Tragfähigkeiten in den nummerischen Berechnungen so deutlich voneinander unterscheiden.



**Abbildung 3.35:** Vergleich der Last-Verformungskurven aus Wandversuchen und den Ergebnissen der FE-Modellierung; (a) monotone Beanspruchung, (b) zyklische Beanspruchungen, aus [Fra12]

Für die dreidimensionale Modellierung von Gebäuden wurde ein vereinfachtes Modell der Wandelemente entwickelt, welches das Tragverhalten mithilfe von zwei globalen, diagonalen Federelementen abbildet. Diese werden anhand von Versuchen an Holzrahmenwänden kalibriert und in ein dreidimensionales FE-Modell eingebunden. Abbildung 3.36 zeigt einen Vergleich der Hysteresen aus einem Wandversuch und dem Ergebnis aus der Kalibrierung der Federelemente.



**Abbildung 3.36:** Vergleich der Hysterese aus einem Wandversuch und dem Ergebnis aus der Kalibrierung der Federelemente, aus [Fra12]

### 3.3 Zwischenbilanz

In diesem Kapitel wurde ein Überblick über eine Vielzahl von Ansätzen gegeben, mit denen Holzrahmenelemente unter Verwendung der Methode der finiten Elemente berechnet werden können. Dies umfasst sowohl globale Federn zur Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens von vollständigen Wandelementen als auch detailliertere Modelle, bei denen die einzelnen Verbindungsmitte mithilfe von lokalen Feder- oder Balkenelementen abgebildet werden. Es wurden die jeweiligen Besonderheiten genannt und die Vor- und Nachteile diskutiert.

Zu diesem Thema wurde eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt. Neben einem tabellarischen Überblick wichtiger Veröffentlichungen, erfolgte auch eine genauere Beschreibung der jeweiligen Methodik, der Ergebnisse der Modellierung und, falls vorhanden, der Validierung anhand von experimentellen Untersuchungen.

Die Modellierung mithilfe von globalen Federelementen hat den Vorteil, dass die benötigten Federelemente in gängigen Berechnungsprogrammen üblicherweise verfügbar sind. Allerdings ist eine Kalibrierung anhand von Ergebnissen aus Versuchen an Wandelementen notwendig, wodurch der Aufwand dieser Methode wiederum deutlich erhöht und die Anwendbarkeit eingeschränkt wird.

Fast alle Autoren, die sich mit der Modellierung lokaler Federelemente für die Verbindungsmitte beschäftigten, berücksichtigten ein nichtlineares Trag- und Verformungsverhalten. Eine Variante für lokale Federelemente stellen karthesische Federpaare dar, welche aus jeweils einer in x- und einer in y-Richtung angeordneten Feder bestehen. Die Anfangs- und Endknoten werden jeweils an der Beplankung bzw. an den Rippen angeschlossen. Diese nicht-orientierten Federn sind in gängigen Berechnungsprogrammen verfügbar, führen allerdings zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit bei Beanspruchungsrichtungen, die nicht ausschließlich entlang der x- oder y-Achse wirken. Eine andere Variante sind orientierte Federelemente, die sich während des Rechenvorgangs „mitdrehen“ und somit immer entlang der Wirkungsrichtung zwischen Anfangs- und Endknoten wirken. Auf diese Weise kann zwar das Trag- und Verformungsverhalten der Nagelverbindungen zutreffend abgebildet werden, allerdings sind Federelemente mit den benötigten Eigenschaften in gängigen Berechnungsprogrammen üblicherweise nicht verfügbar. Außerdem erfolgt bei allen Autoren, die lokale Federelemente verwenden, eine Kalibrierung des Trag- und Verformungsverhaltens anhand von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten.

Die einzigen Autoren, die eine andere Variante für die Modellierung der Verbindungsmitte wählten, sind *Muszala* [Mus87] und *Raschper* [Ras90] (vgl. Abschn. 3.2.1 und 3.2.2). Diese verwendeten Balkenelemente für die Verbindungsmitte, welche senkrecht zur Wandebene angeordnet sind und die Rippen mit der Beplankung verbinden. Die verwendeten Elementtypen sind sowohl in rein wissenschaftlich ausgerichteten als auch in gängigen Berechnungsprogrammen verfügbar, was die Verwendung der Ansätze auch einem breiten Anwenderkreis zugänglich macht. Der Ansatz von *Muszala* beschränkt sich auf linear-elastisches Tragverhalten, während der Ansatz von *Raschper*

auch ein nichtlineares Tragverhalten abbilden kann. *Raschper* führte allerdings auch eine Kalibrierung der Parameter anhand von Versuchsergebnissen durch. Außerdem weichen die Ergebnisse aus der Modellierung recht deutlich von den Ergebnissen der zur Validierung herangezogenen Wandversuche ab.

Um die Zielsetzung einer Berechnung von Holzrahmenwänden mithilfe von gängigen Berechnungsprogrammen zu erfüllen, ohne dass dazu eine Kalibrierung anhand von experimentellen Untersuchungen notwendig wird, ist die Entwicklung eines neuartigen Berechnungsmodells erforderlich. Ein solches wird in Kapitel 6 vorgestellt und in Kapitel 7 anhand von Wandversuchen validiert.



# 4 Experimentelle Untersuchungen zu Holzrahmenwänden

## 4.1 Konzeption und Auswertung von Versuchen

Gebäude können für sehr unterschiedliche Nutzungen errichtet werden und dabei verschiedenste Aufgaben erfüllen. Für die Planung von Tragwerken sind zwei Dinge von entscheidender Bedeutung: Zum einen sollte möglichst genau abgeschätzt werden können, welchen Beanspruchungen ein Gebäude (maximal) ausgesetzt sein wird. Zum anderen muss bekannt sein, welche Lasten ein Gebäude bzw. die einzelnen Bauteile aufnehmen können. Um Aussagen zu den aufnehmbaren Lasten der einzelnen Bauteile treffen zu können, gibt es Normen, Richtlinien oder bauaufsichtliche Zulassungen, in denen die rechnerischen Tragfähigkeiten angegeben sind. Diese basieren meist auf mechanischen Berechnungsmodellen und sind i.d.R. durch experimentelle Untersuchungen abgesichert.

Mithilfe von experimentellen Untersuchungen können neben der Tragfähigkeit als wichtigsten Parameter auch Angaben beispielsweise zur Steifigkeit, Duktilität oder Energiedissipation ermittelt werden. Je nach Aufbau der Bauteile und in Abhängigkeit der verwendeten Materialien, können die Ergebnisse erheblich voneinander abweichen. In Abschnitt 4.1.1 werden die entscheidenden Eingangsparameter für Wandelemente in Holzrahmenbauweise aufgeführt und es wird beschrieben, welche Erkenntnisse aus Versuchen unterschiedlicher Skalen (Materialprüfungen, Verbindungsmitteleinheiten, Wandelemente) gewonnen werden können. In Abschnitt 4.1.2 wird auf die Interpretation von Versuchsergebnissen eingegangen. Schwerpunkt bildet hier die Ableitung von Steifigkeiten und von vereinfachten bilinearen Last-Verformungskurven aus Bauteilversuchen.

### 4.1.1 Eingangsparameter

Holzrahmenwände zeichnen sich unter anderem durch eine sehr große Flexibilität hinsichtlich möglicher Wandkonfigurationen aus. Folgende Parameter können variiert werden:

- *Abmessungen und Abstände der Rippen:* Während lange Zeit ein Rastermaß von 62,5 cm üblich war, kommt im Zuge von Bestrebungen zur Materialeinsparung mittlerweile auch ein Rastermaß von 83,3 cm zur Anwendung. Die Dicke von

Außenwänden wird i.d.R. durch den gewünschten Grad der Wärmedämmung bestimmt. Die Breite der Stiele kann den statischen Voraussetzungen angepasst werden.

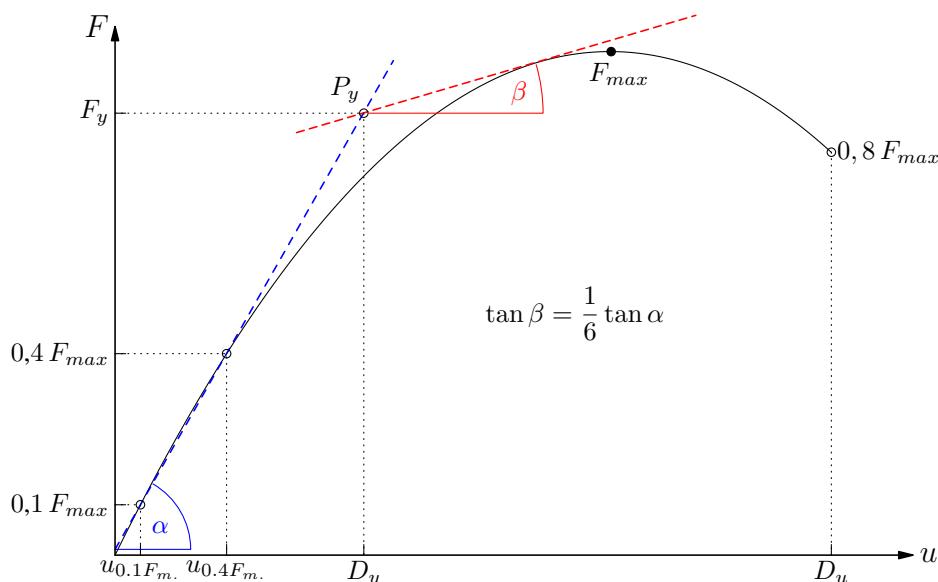
- *Material, Größe und Dicke der Beplankungsplatten:* Neben Holzwerkstoffplatten können auch Gipswerkstoffplatten für aussteifende Zwecke verwendet werden. Übliche Abmessungen sind  $2,50\text{ m} \times 1,25\text{ m}$  – es können aber auch schmalere oder breitere Beplankungsplatten zur Anwendung kommen.
- *Art, Durchmesser, Länge und Abstände der Verbindungsmitte:* In den meisten Fällen sind die Verbindungsmitte maßgebend für die Tragfähigkeit der Wandelemente. Auch auf die Steifigkeit, die Duktilität und die Energiedissipation haben diese einen entscheidenden Einfluss. Es werden üblicherweise glattschaftige Nägel oder beharzte Klammern verwendet. Außerdem können profilierte Nägel oder Schrauben zur Anwendung kommen. Neben der Art der Verbindungsmitte werden in Abhängigkeit von der geforderten Tragfähigkeit auch die Durchmesser, Längen und Abstände der Verbindungsmitte variiert.

Darüber hinaus beeinflussen die Auflast auf die Wandelemente, die Art der Verankerung und ggf. Öffnungen das Trag- und Verformungsverhalten erheblich. Die obige Auflistung macht bereits deutlich, dass bei dem Vergleich von experimentellen Untersuchungen in der Literatur genau hinterfragt werden muss, welche Randbedingungen den Versuchen zugrunde lagen.

Versuche können auf unterschiedlichen Ebenen durchgeführt werden. Dies umfasst auf kleinster Ebene die Prüfung der Materialeigenschaften der einzelnen Komponenten. Wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit haben hier die Zugfestigkeit bzw. das plastische Moment der Verbindungsmitte sowie die Lochleibungsfestigkeit und der E-Modul der Rippen und der Beplankung. Auf mittlerer Ebene können Versuche an Verbindungsmitteleinheiten und Verankerungsdetails durchgeführt werden. Verbindungsmitteleinheiten beschreiben eine Gruppe an Verbindungsmitten, die Rippen und Beplankungswerkstoffe miteinander verbinden. So kann eine genaue Aussage zur Tragfähigkeit der einzelnen Verbindungen gemacht werden. Ähnlich verhält es sich bei den Verankerungsdetails: Hier wird beispielsweise ein Zuganker so mit dem Stiel und ggf. der Beplankung und dem Untergrund verbunden, wie es auch bei den Wandelementen der Fall ist. Auf diese Weise können sowohl Aussagen zur Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verankerung getroffen als auch ggf. lokale Effekte untersucht werden. Auf der nächsten Ebene können Versuche an Wandelementen durchgeführt werden. Die entsprechenden Ergebnisse werden dazu verwendet, Berechnungsmodelle für Wandelemente zu validieren bzw. bilden die Grundlage für die Modellierung von ganzen Gebäudestrukturen. Im Gegensatz zu anderen Bauweisen kann im Holzbau sogar das Trag- und Verformungsverhalten ganzer Gebäude experimentell untersucht werden. Diese Versuche dienen in Sonderfällen der Beurteilung der Tragfähigkeit unter Erdbebenbeanspruchungen.

### 4.1.2 Auswertung von Versuchsergebnissen

Die maximale Tragfähigkeit ist sowohl der wichtigste als auch der am einfachsten zu bestimmende Parameter bei der Auswertung von Versuchsergebnissen. Andere Parameter bieten häufig mehr Interpretationsspielraum und können auf unterschiedliche Weise abgeleitet werden. Dies gilt z.B. für die Bestimmung der Duktilität: Hier gibt es eine Reihe unterschiedlicher Verfahren, die sich im Wesentlichen in der Definition des Fließpunktes  $P_y$  unterscheiden. Das liegt daran, dass der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich bei Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln im Holzbau nicht „schlagartig“ eintritt, sondern die Steifigkeit in einem bestimmten Bereich nach und nach abnimmt (vgl. Abb. 4.1).



**Abbildung 4.1:** Typische Last-Verformungskurve einer Verbindung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (idealisiert) mit Steifigkeit nach [ISO 21581] und Definition des Fließpunktes nach [DIN EN 12512]

Aus dem gleichen Grund ist auch die Steifigkeit nicht eindeutig als ein Parameter aus Versuchsergebnissen abzuleiten. Daher wird diese in Prüfnormen geregelt und vereinheitlicht. Die nach [ISO 21581] für Wandelemente ermittelte Steifigkeit ist in Abbildung 4.1 eingezeichnet. Sie wird als Sekante bei 10 % und 40 % der Maximallast definiert:

$$K = \frac{0,3 F_{max}}{u_{0,4F_{max}} - u_{0,1F_{max}}} \quad (4.1)$$

Die für Versuche an Verbindungen geltende [DIN EN 26891] verwendet zwar etwas andere Formeln und Bezeichnungen für die Bestimmung der Steifigkeit, das Ergebnis ist aber mit dem nach [ISO 21581] nahezu identisch. Der einzige Unterschied

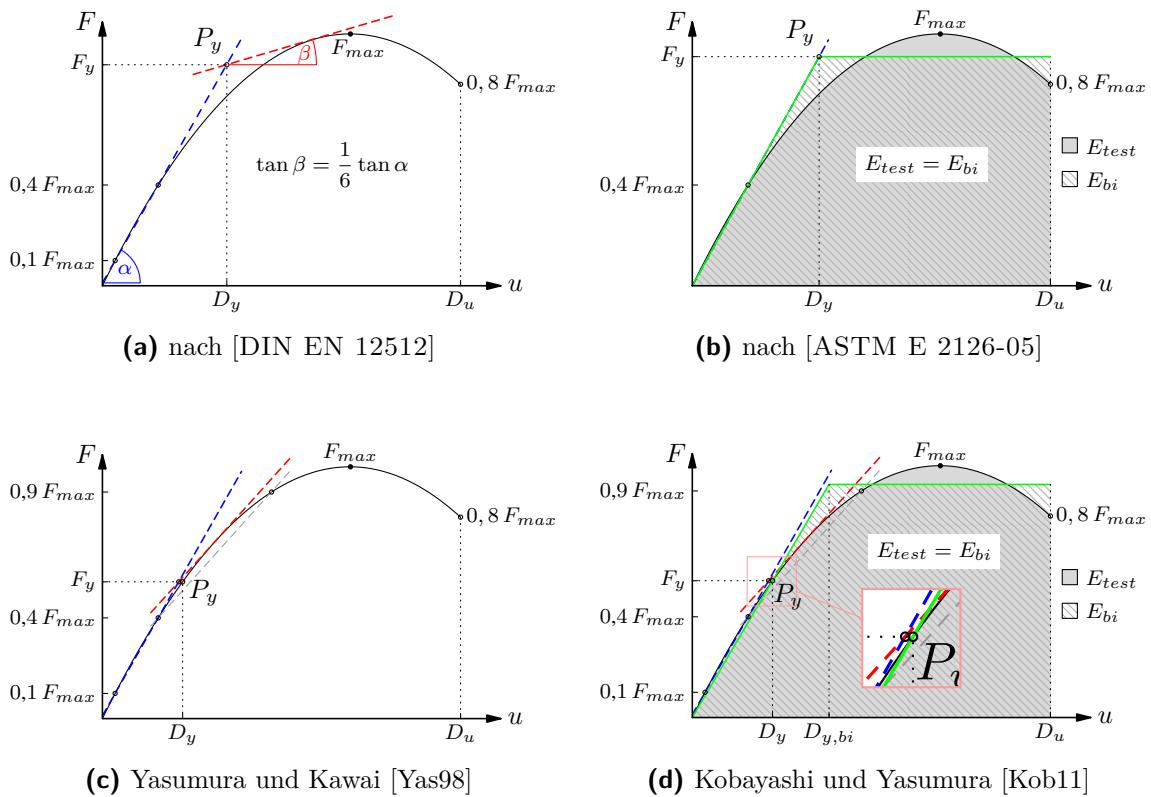
liegt in der Definition der einzusetzenden Tragfähigkeit: Es wird nicht die maximal erreichte Kraft des jeweiligen Versuchs  $F_{max}$ , sondern eine geschätzte Maximalkraft  $F_{est}$  eingesetzt. Diese darf bei den Versuchen nicht um mehr als 20 % abweichen. Eine andere schlüssige Variante ist es, die Steifigkeit an einer vereinfachten bilinearen Last-Verformungskurve zu bestimmen. Dies wird erreicht, indem der ermittelte Fließpunkt  $P_y$  mit dem Koordinatenursprung verbunden wird – die Steigung der Geraden entspricht der Steifigkeit des Versuchskörpers. *Munoz et al.* [Muñ08] und *Tichelmann und Rädel* [Tic09] geben eine Übersicht über unterschiedliche Verfahren, mit denen die Steifigkeit und die Duktilität aus Versuchen ermittelt werden können und verglichen diese miteinander. Eine besonders umfangreiche Übersicht dieser und weiterer Verfahren wurde von *Höflich* [Höf12] zusammengestellt. Die wichtigsten Verfahren sollen im Folgenden beschrieben werden.

Für die Definition einer bilinearen Last-Verformungskurve ist grundsätzlich die Position des Fließpunktes  $P_y$  relevant. Bei einem Teil der Verfahren wird zusätzlich die Bruchverformung  $D_u$  benötigt, um den Fließpunkt zu bestimmen. Die Ermittlung der Bruchverformung ist bei allen hier vorgestellten Verfahren einheitlich: Sie ist definiert als die Verformung, bei der – nach Erreichen der Maximallast  $F_{max}$  – die Last wieder abfällt und 0,8  $F_{max}$  erreicht.

In [DIN EN 12512] wird ein Verfahren beschrieben, bei welchem der Schnittpunkt zweier Geraden den Fließpunkt bildet (vgl. Abb. 4.2a). Für die erste Gerade werden zwei Punkte auf der Last-Verformungskurve miteinander verbunden, die in Abhängigkeit der Maximallast  $F_{max}$  definiert werden: Der erste Punkt liegt bei 0,1  $F_{max}$  und der zweite bei 0,4  $F_{max}$ . Die zweite Gerade wird über die Steigung und die Position definiert: Sie bildet eine Tangente der Last-Verformungskurve mit einer Steigung von einem Sechstel der Steigung der ersten Geraden.

Mit dem Verfahren aus [ASTM E 2126-05] wird der Fließpunkt ebenfalls über den Schnittpunkt zweier Geraden definiert (vgl. Abb. 4.2b). Die erste Gerade entsteht durch Verbinden des Koordinatenursprungs mit dem Punkt auf der Last-Verformungskurve bei einer Last von 0,4  $F_{max}$ . Die zweite Gerade verläuft horizontal und wird über die Energieäquivalenz definiert. Die Flächen unter den Graphen entsprechen der jeweiligen dissipierten Energie. Bei einer Energieäquivalenz muss die Fläche unter der bilinearen Kurve ( $E_{bi}$ ) somit der Fläche unter der Last-Verformungskurve des Versuchs ( $E_{test}$ ) entsprechen. Der für die Ermittlung herangezogene Verformungsbereich verläuft vom Koordinatenursprung bis zur Bruchverformung  $D_u$ .

Im Gegensatz zu den beiden bereits vorgestellten Verfahren liegt der Fließpunkt  $P_y$  nach *Yasumura & Kawai* [Yas98] direkt auf der Last-Verformungskurve (vgl. Abb. 4.2c). Eine erste Gerade ist definiert über zwei Punkte auf der Last-Verformungskurve bei 0,1  $F_{max}$  und 0,4  $F_{max}$ . Eine zweite Gerade verbindet die Punkte auf der Last-Verformungskurve bei 0,4  $F_{max}$  und 0,9  $F_{max}$ . Diese wird nun parallel verschoben, bis



**Abbildung 4.2:** Bestimmung der Anfangssteifigkeit über die Definition der Fließpunkte, z.Tl. aus [Sei12a]

sie eine Tangente zur Last-Verformungskurve bildet. Diese wiederum wird mit der ersten Geraden geschnitten. Der Schnittpunkt wird nun horizontal verschoben, bis die Last-Verformungskurve erreicht wird.

*Kobayashi & Yasumura* [Kob11] erweiterten diese Methode um den Ansatz der Energieäquivalenz zwischen der bilinearen Kurve und der Last-Verformungskurve aus dem Versuch (vgl. Abb. 4.2d). Die erste Gerade ist definiert über den Koordinatenursprung und den Fließpunkt nach *Yasumura und Kawai*. Die zweite Gerade verläuft horizontal, so dass die Fläche unter der bilinearen Kurve der Fläche unter der Last-Verformungskurve aus dem Versuch entspricht (vgl. Verfahren aus [ASTM E 2126-05]).

Welche Steifigkeit als repräsentativ für den jeweiligen Versuch angesehen wird, hängt auch davon ab, wofür diese benötigt wird. Soll eine Aussage zum Thema Gebrauchstauglichkeit getroffen werden, sollte eine höhere Steifigkeit angesetzt werden als für eine Ermittlung der Eigenfrequenz im Rahmen eines Erdbebennachweises.

## 4.2 Verbindungsmitteleinheiten

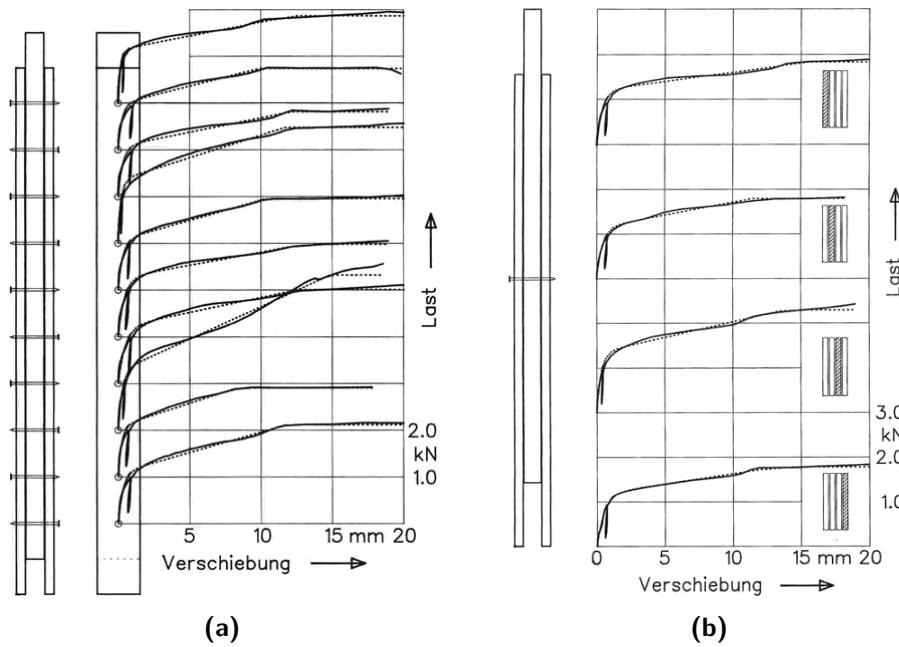
Die Verbindungen zwischen den Rippen und der Beplankung haben den größten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden. Um Aussagen zur Tragfähigkeit und Steifigkeit dieser Verbindungen treffen zu können, wurde in der Vergangenheit eine Vielzahl von Versuchen an Verbindungsmitteln und Verbindungsmitteleinheiten durchgeführt. In diesem Abschnitt sollen repräsentative experimentelle Untersuchungen vorgestellt werden. Neben einer Beschreibung der Zielsetzung und der gewonnenen Erkenntnisse liegt ein Schwerpunkt auf dem Vergleich der jeweiligen Versuchsaufbauten, die sich teilweise erheblich voneinander unterscheiden. Eine recht umfangreiche Übersicht zu Versuchen, die vor dem Jahr 1990 in Deutschland und im internationalen Bereich durchgeführt wurden, gibt *Raschper* [Ras90].

### 4.2.1 Blaß 1990 und 1991

*Blaß* [Bla90a] [Bla90b] [Bla91] führte experimentelle Untersuchungen an zweischnittigen Verbindungen mit Fichtenholz und Nägeln mit einem Durchmesser von 3,66 mm und einer Länge von 102 mm unter monotoner Beanspruchung durch. Ziel war es, Aussagen über die Streuung der Tragfähigkeit von Nagelverbindungen treffen zu können, die in einer Verbindung „in Faserrichtung hintereinander“ angeordnet sind. Dafür wurden 1088 Versuche an jeweils einer Nagelverbindung unter einer Beanspruchung parallel zur Faserrichtung des Holzes durchgeführt (vgl. Abb. 4.3a). Dafür wurden die „in Faserrichtung hintereinander“ angeordneten Nägel einzeln in den Versuchskörper eingeschlagen und getestet. Die Standardabweichung lag hier bei 7,7 % – die Streuung war also relativ gering.

In einer weiteren Versuchsreihe wurden 200 Versuche an jeweils einer Nagelverbindung durchgeführt, bei welcher die Beanspruchung ebenfalls parallel zur Faserrichtung aufgebracht wurde (vgl. Abb. 4.3b). Der Unterschied lag hier darin, dass die Hölzer der Versuchskörper so aus größeren Brettern entnommen wurden, dass das Tragverhalten einzelner, „in Faserrichtung nebeneinander“ angeordneter Verbindungsmitte untersucht werden konnte. Hier war die Standardabweichung mit 14,9 % etwa doppelt so groß.

Nach den Untersuchungen an einzelnen Nagelverbindungen wurden anschließend Versuche an insgesamt 93 Verbindungsmitteleinheiten mit jeweils neun Nägeln durchgeführt. Hier kamen die selben Versuchskörper zum Einsatz, an denen einzelne Nagelverbindungen in Fasserrichtung beansprucht wurden (vgl. Abb. 4.3a) – die Anordnung der Nägel erfolgte allerdings so versetzt, dass die Gefahr einer möglichen Beeinflussung durch die bereits geschädigten Bereiche minimiert werden konnte. Der Grund für diese Vorgehensweise war, dass eine Streuung der Ergebnisse aufgrund abweichender Holzfestigkeiten bei unterschiedlichen Versuchskörpern ausgeschlossen werden sollte. Ein Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass keine signifikanten Unterschiede zwischen dem an Versuchen an einzelnen Nagelverbindungen und Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten mit neun Nägeln ermittelten Last-Verformungsverhalten auftraten. Eine



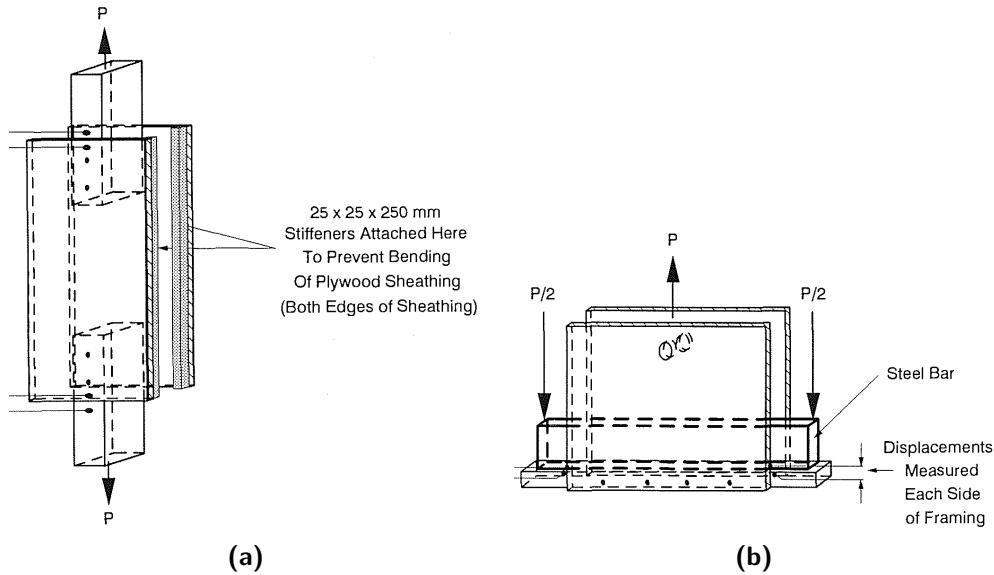
**Abbildung 4.3:** Versuchsaufbau und Last-Verformungskurven für Versuche an einzelnen Nagelverbindungen unter Beanspruchungen (a) in Faserrichtung und (b) quer zur Faserrichtung des Holzes, aus [Bla90a] und [Bla90b]

Reduzierung der Tragfähigkeit aufgrund mehrerer in Kraftrichtung hintereinander angeordneter Nägel konnte somit nicht festgestellt werden.

### 4.2.2 Dolan & Madsen 1992

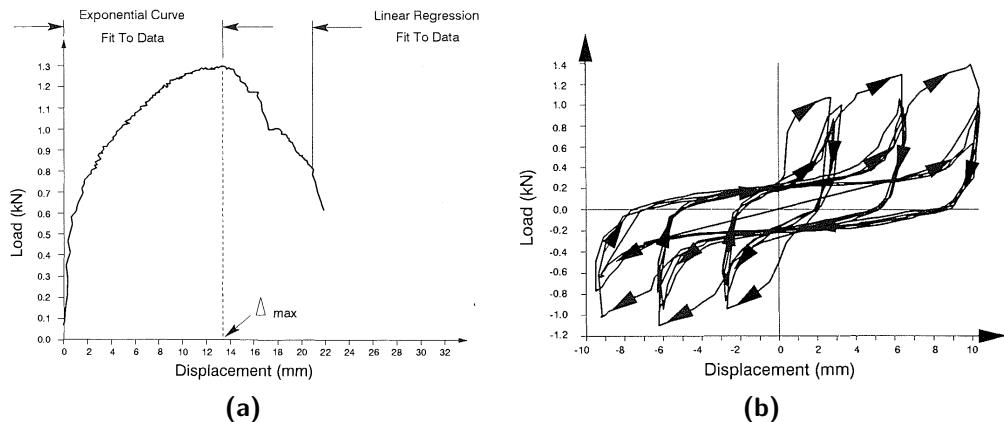
Dolan & Madsen [Dol92] führten monotone und zyklische Versuche an Verbindungsmitteleinheiten durch. Die Ergebnisse sollten zur FE-Modellierung von Holzrahmenwänden verwendet werden. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse erfolgte eine analytische Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens. Außerdem wurde der Einfluss einer Beanspruchung parallel und quer zur Faserrichtung des Holzes sowie der Einfluss unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeiten untersucht. Darüber hinaus sollte die Annahme bestätigt werden, dass die Einhüllenden der Hysteresen aus den zyklischen Versuchen den Last-Verformungskurven aus den monotonen Versuchen entsprechen. Die Versuchskörper bestanden aus Nadelholz (38 mm × 89 mm) für die Rippen und 9 mm dicken OSB-Platten bzw. 9 mm dicken dreischichtigen Sperrholzplatten aus Nadelholz für die Beplankung. Als Verbindungsmitte wurden 64 mm lange, glattschaftige Nägel mit einem Durchmesser von 4,12 mm verwendet (8 d common nails). Für die Beanspruchungen in und quer zur Fasserrichtung des Holzes kamen zwei unterschiedliche Versuchsaufbauten zur Anwendung (vgl. Abb. 4.4).

Die Versuchsergebnisse lassen keinen signifikanten Unterschied der Last-Verformungskurven unter Beanspruchungen parallel und quer zur Faserrichtung erkennen. Die



**Abbildung 4.4:** Verwendete Versuchsaufbauten; (a) Beanspruchung in Faserrichtung des Holzes; (b) Beanspruchung quer zur Faserrichtung des Holzes, aus [Dol92]

Verbindung mit OSB-Beplankung führen zu höheren Werten in der Steifigkeit und der maximalen Tragfähigkeit gegenüber der Beplankung mit Sperrholz. Abbildung 4.5 zeigt beispielhaft eine monotone und eine zyklische Last-Verformungskurve. Es zeigt sich, dass die Einhüllende der Hysterese vergleichbar mit der Last-Verformungskurve aus dem monotonen Versuchen ist. Dies wurde auch in den anderen Versuchen beobachtet.

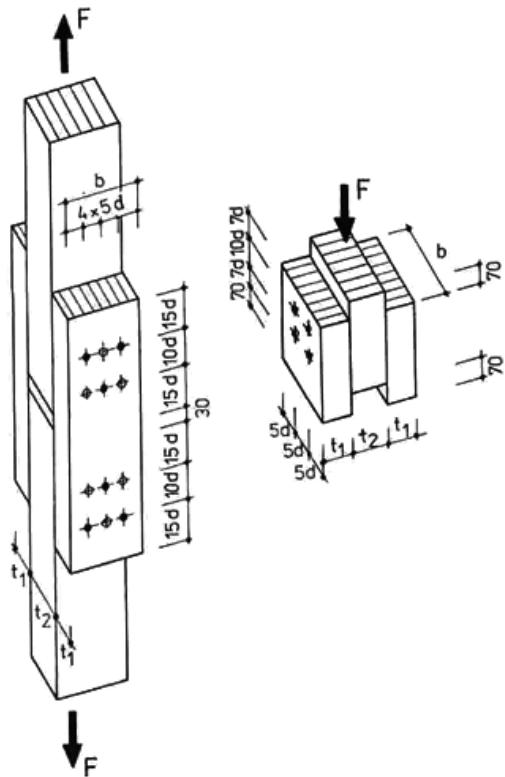


**Abbildung 4.5:** Vergleich des Tragverhaltens von Verbindungsmitteleinheiten unter verschiedenen Arten der Beanspruchung; (a) monoton, (b) zyklisch, aus [Dol92]

### 4.2.3 Zimmer & Lißner 1992

Zimmer & Lißner [Zim92] führten 560 monotone Versuche an Nagelverbindungen durch. Dabei sollten die Einflüsse der Holzqualität (hohe und niedrige Rohdichte), des

Jahrringverlaufs (stehend und liegend), der Beanspruchungsart (Zug- bzw. Druckbeanspruchung) und der Holzfeuchte (8 % bzw. 25 %) untersucht werden. Als Materialien wurden Kiefern- bzw. Fichtenholz und glattschaftige Nägel mit einem Durchmesser von 3,4 mm und einer Länge von 90 mm verwendet (vgl. Abb. 4.6). Es erfolgte eine statistische Auswertung der in den Versuchen erreichten Tragfähigkeiten und die Angabe einer angepassten Normalverteilung. Last-Verformungskurven werden nicht dargestellt und es werden keine Steifigkeiten angegeben, d.h. die Auswertung bezieht sich ausschließlich auf die erreichten Tragfähigkeiten.



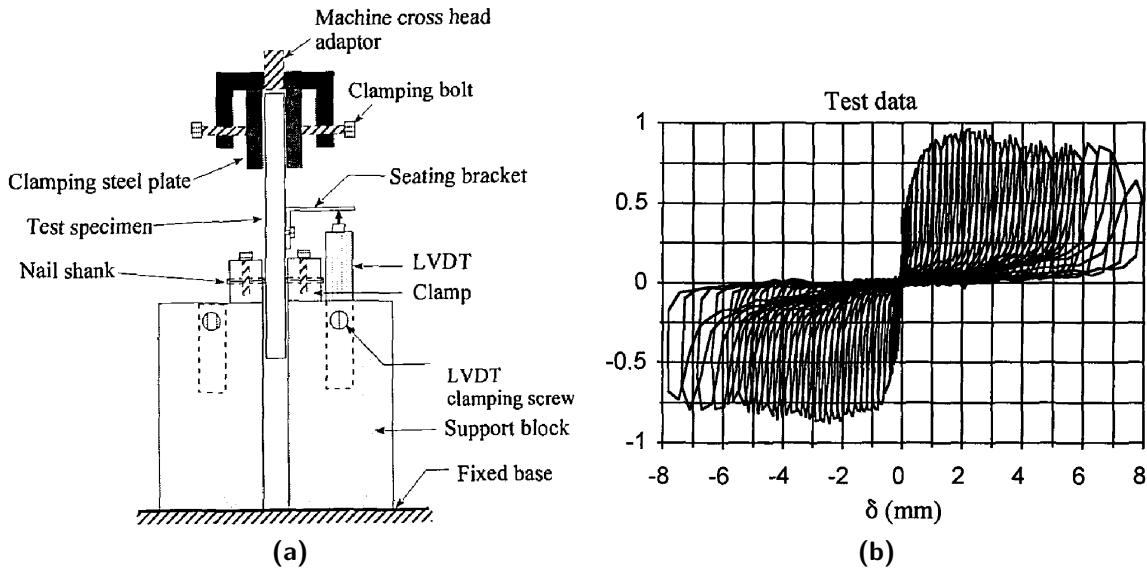
**Abbildung 4.6:** Verwendeter Versuchsaufbau, aus [Zim92]

Anhand der Versuchsergebnisse kann kein tragfähigkeitsmindernder Einfluss des Jahrringverlaufs und der Beanspruchungsart festgestellt werden. Die Versuche mit einer Holzfeuchte von 25 % erreichten etwa 15 % geringere Werte im Vergleich zu den Versuchen mit einer Holzfeuchte von 8 %. Eine höhere Rohdichte des Holzes führte zu höheren Tragfähigkeiten der Verbindung.

#### 4.2.4 Chui & Ni 1997

Chui & Ni [Chu97] führten monotone und zyklische Versuche an Nagelverbindungen durch und entwickelten einen analytischen Ansatz zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens eines einzelnen Zyklus sowie der Einhüllenden über alle Zyklen.

Ziel war es herauszufinden, wie sich das Last-Verformungsverhalten unter verschiedenen zyklischen Lastprotokollen von dem unter einer monotoner Beanspruchung unterscheidet. Bei den Versuchen wurde ein Kantholz auf der Oberseite in eine Stahlkonstruktion eingespannt (vgl. Abb. 4.7a). Auf der Unterseite erfolgte die Befestigung über einen Nagelschaft, der auf beiden Seiten in eine Stahlklemme eingespannt war. Es handelte sich somit um eine Stahlblech-Holz-Verbindung mit zwei außenliegenden, dicken Stahlblechen. Es wurden drei verschiedene Holzarten (Fichte, Ahorn und Sperrholz aus Nadelholz) sowie Nägel mit Durchmessern von 2,86 mm und 3,76 mm verwendet. Das Holz wurde vorgebohrt. An jeder Kombination aus Holzart und Nagel wurden zehn Versuche durchgeführt.



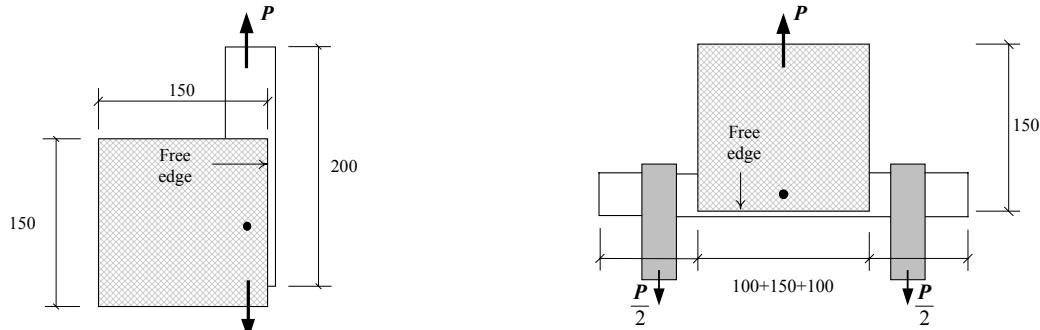
**Abbildung 4.7:** Versuche an Verbindungsmitteleinheiten; (a) Versuchsaufbau, (b) beispielhafte Hysterese (vertikale Achse: Kraft in kN), aus [Chu97]

Abbildung 4.7b zeigt exemplarische eine Hysterese, bei der sehr viele Verformungszyklen aufgebracht wurden. Die Auswertung der Versuche zeigt, dass durch die Vorbelastungen bei den zyklischen Lastprotokollen die Anfangssteifigkeit und die maximale Tragfähigkeit abnimmt. Die Anfangssteifigkeit erhöht sich hingegen mit steigender Frequenz (also größerer Verformungsgeschwindigkeit), höherer Dichte des Holzes und größerem Durchmesser der Nägel. Außerdem ist der Lastabfall nach Erreichen der Maximallast bei dichterem Holz und größeren Nageldurchmessern höher – bei dem verwendeten Sperrholz wurde kein Lastabfall beobachtet. Hier sei allerdings darauf hingewiesen, dass die Verbindungen nur bis zu einer Verformung von 10 mm beansprucht wurden.

#### 4.2.5 Girhammar et al. 2004

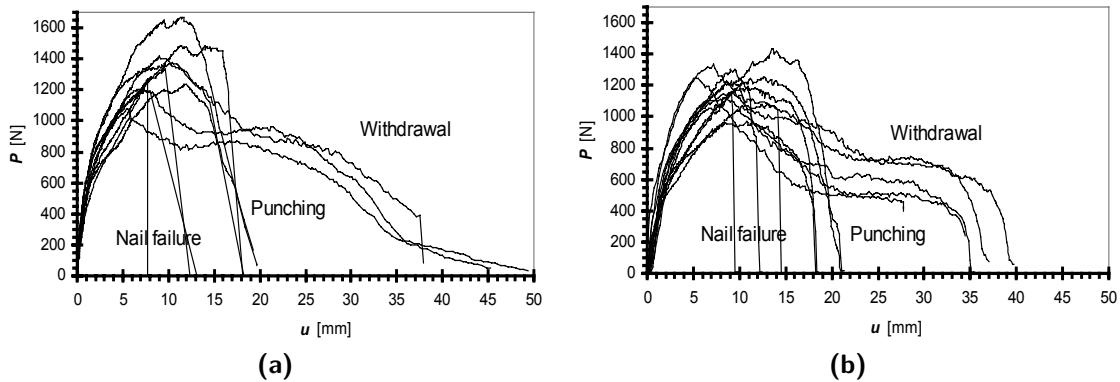
Girhammar et al. [Gir04b] untersuchten das Last-Verformungsverhalten von einschnittigen Nagelverbindungen unter monotoner Beanspruchung. Der Schwerpunkt lag auf

dem Vergleich unterschiedlicher Beplankungsmaterialien und unterschiedlicher Beanspruchungsrichtungen (parallel und quer zur Faserrichtung des Holzes). Dabei wurde auch der Randabstand variiert. Außerdem wurde ein analytisches Modell zur Abbildung des Last-Verformungsverhaltens entwickelt. Die Versuchskörper bestanden aus Kiefernholz ( $45 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ ), die Beplankung aus Hartfaserplatten (8 mm), Spanplatten (12 mm) oder Sperrholz (9 mm) mit den Abmessungen  $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$ . Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.8 schematisch dargestellt. Als Verbindungsmittel kamen Nägel mit einem Durchmesser von 2,1 mm und einer Länge von 50 mm zur Anwendung. Die Randabstände zum Beplankungsrand hin betrugen  $1d$ ,  $2d$ ,  $3d$ ,  $4d$  und  $5d$ .



**Abbildung 4.8:** Verwendeter Versuchsaufbau, aus [Gir04b]

Ein Vergleich der Last-Verformungskurven aus Versuchen mit einer Beplankung aus Spanplatten ist in Abbildung 4.9 dargestellt. Die Versuche zeigten nur geringe Unterschiede bei der maximalen Last und der zugehörigen Verformung bei einer Beanspruchung parallel und quer zur Faserrichtung des Holzes. Allerdings führten kleine Randabstände zu geringeren Tragfähigkeiten: Hier wird empfohlen, bei Beanspruchungen in Faserrichtung  $2d$  und bei Beanspruchungen quer zur Faserrichtung  $4d$  als Mindestabstände anzusetzen. Bei den Versuchen mit Spanplatten und Sperrholz trat überwiegend ein Versagen auf Herausziehen oder Kopfdurchziehen der Nägel ein. Bei den Versuchen mit Hartfaserplatten versagten die Nägel.



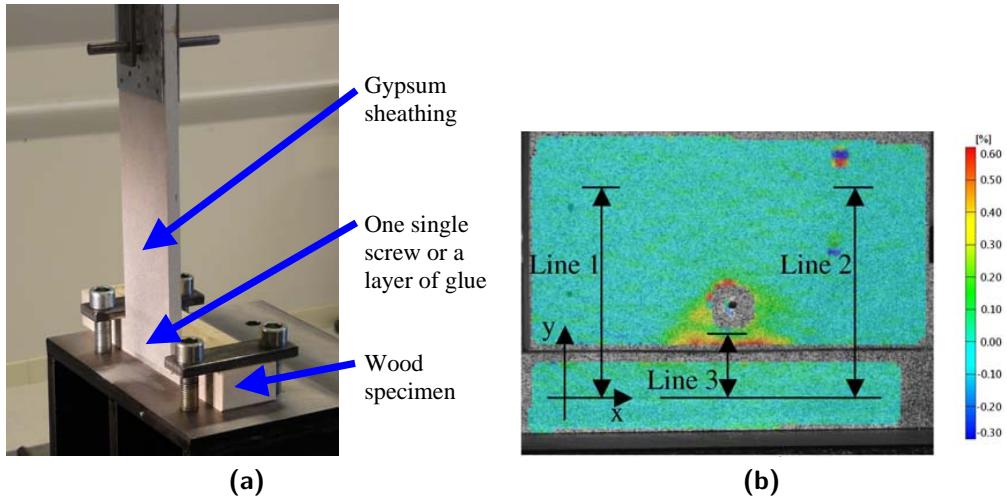
**Abbildung 4.9:** Last-Verformungskurven aus Versuchen mit Spanplatten; (a) Beanspruchung parallel zur Faserrichtung des Holzes, (b) Beanspruchung quer zur Faserrichtung des Holzes, aus [Gir04b]

#### 4.2.6 Vessby et al. 2008

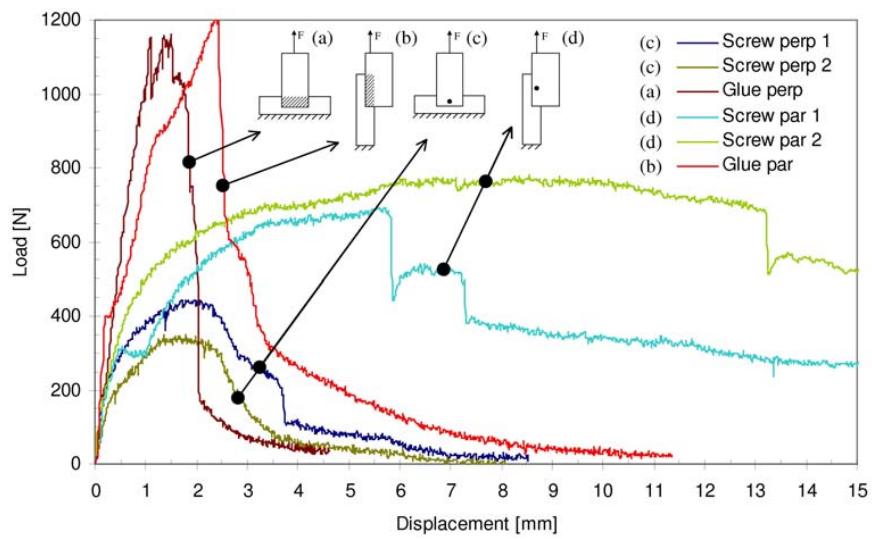
Vessby et al. [Ves08] führten Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten und geklebten Verbindungen unter monotoner Beanspruchung durch. Dabei wurden sowohl Beanspruchungen parallel und quer zur Faserrichtung des Holzes untersucht. Ziel war es, neben dem reinen Last-Verformungsverhalten der Verbindungen auch Aussagen über die Lastverteilung im Holz und in den Beplankungswerkstoffen treffen zu können. Um dies zu erreichen, verwendeten sie ein optisches Messsystem, mit welchem die Dehnungen und Verformungen im Versuch mithilfe von zwei Kameras erfasst werden kann. Darüber hinaus wurde die Schwellenpressung im Kontaktstoß zwischen Stiel und Schwelle untersucht.

Die Versuchskörper zur Untersuchung der Verbindungsmitteleinheiten bestanden aus 15 mm dicken Gipskartonplatten mit den Abmessungen  $100 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$  und Fichtenholz mit einem Querschnitt von  $45 \text{ mm} \times 70 \text{ mm}$ . Als Verbindungsmittel kamen einzelne Schrauben mit einem Durchmesser von 3,9 mm und einer Länge von 41 mm zur Anwendung. Die Versuche an geklebten Verbindungen bestanden aus den gleichen Materialien, als Klebstoff wurde ein „PVAc“ verwendet. Der Versuchsaufbau für eine Beanspruchung quer zur Faser des Holzes ist in Abbildung 4.10a dargestellt, Abbildung 4.10b zeigt die zugehörige Dehnungsverteilung.

Abbildung 4.11 zeigt einen Vergleich der Last-Verformungskurven für die unterschiedlichen Verbindungsarten. Bei den Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten wurde bei einer Beanspruchung parallel zur Faserrichtung des Holzes eine deutlich höhere Tragfähigkeit und auch ein duktileres Verhalten erreicht. Die Tragfähigkeit der Versuchskörper mit geklebter Verbindung lag noch einmal deutlich höher als bei den geschraubten Verbindungen – das Versagen trat allerdings schlagartig ein.



**Abbildung 4.10:** Versuchsaufbau einer Schraubenverbindung unter einer Beanspruchung quer zur Faserrichtung des Holzes; (a) Versuchskörper in Versuchseinrichtung, (b) Dehnungen in Beplankung, aus [Ves08]



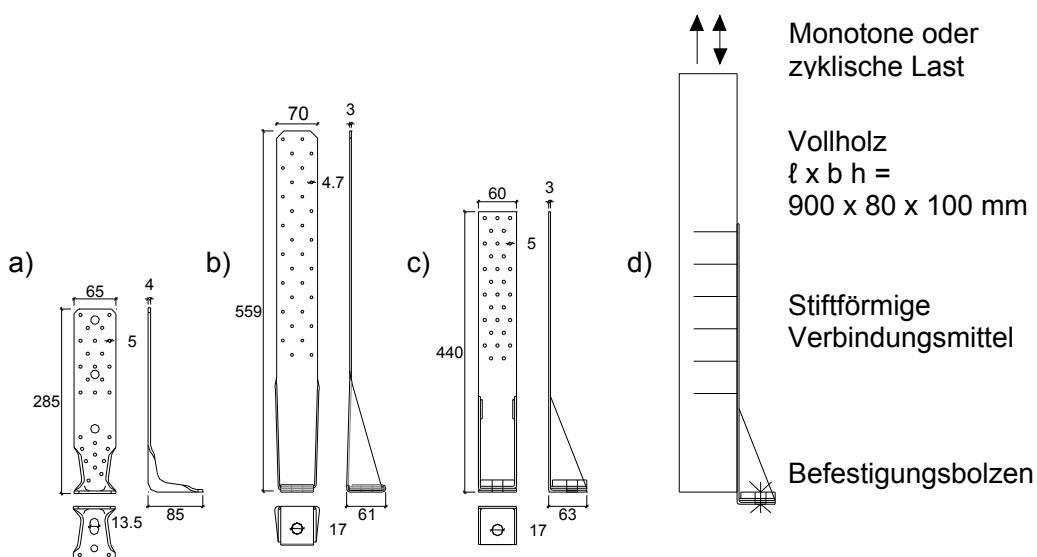
**Abbildung 4.11:** Vergleich der Last-Verformungskurven für geschraubte und geklebte Verbindungen zwischen Holz und Gipskartonplatten unter Beanspruchungen parallel und quer zur Faserrichtung des Holzes, aus [Ves08]

## 4.3 Verankerungsdetails

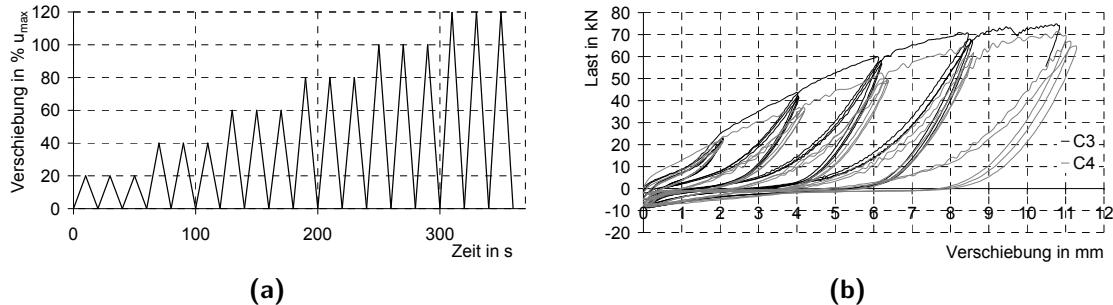
Während in der zurückliegenden Zeit sehr viele Versuche an Verbindungsmitteleinheiten und auch an ganzen Wandelementen durchgeführt wurden, beschäftigten sich vergleichsweise wenige Autoren mit der Untersuchung der Verankerungssituation. Wenn der Einfluss der Verankerung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden untersucht wurde, erfolgte dies i.d.R. durch Versuche an Wandelementen mit varierter Verankerung (vgl. Abschn. 4.4). Nur wenige Veröffentlichungen behandeln experimentelle Untersuchungen an Verankerungsdetails.

### 4.3.1 Blaß & Schädele 2011

*Blaß & Schädele* [Bla11b] führten monotone und zyklische Versuche an Verankerungsdetails mit unterschiedlichen Zugankern durch, die später an Wandversuchen einer Massivholzbauweise zum Einsatz kamen. Die entsprechenden Abmessungen und ein skizziert Versuchsaufbau können Abbildung 4.12 entnommen werden. Die Verbindung zwischen Zugankern und Stielen erfolgte über Holzschrauben ( $4,0 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ ) und Rillennägel ( $4,0 \text{ mm} \times 50$  und  $75 \text{ mm}$ ). Ziel der insgesamt 17 Versuche war es, die Traglasten, die Steifigkeiten und die dissipativen Eigenschaften unter monotoner und zyklischer Beanspruchung herauszufinden. Für die zyklischen Versuche kam das Lastprotokoll aus [ISO 21581] in leicht veränderter Form zur Anwendung: Da das Trag- und Verformungsverhalten im Bereich der Verankerung nicht symmetrisch ist, wurde die Verformung nur in Zugrichtung aufgebracht – eine Beanspruchung in Druckrichtung erfolgte nicht (vgl. Abb. 4.13a).



**Abbildung 4.12:** Verwendete Zuganker und Versuchsaufbau, aus [Bla11b]



**Abbildung 4.13:** Versuche an Verankerungsdetails; (a) verwendetes Lastprotokoll nach [ISO 21581], (b) typische Hysterese, aus [Bla11b]

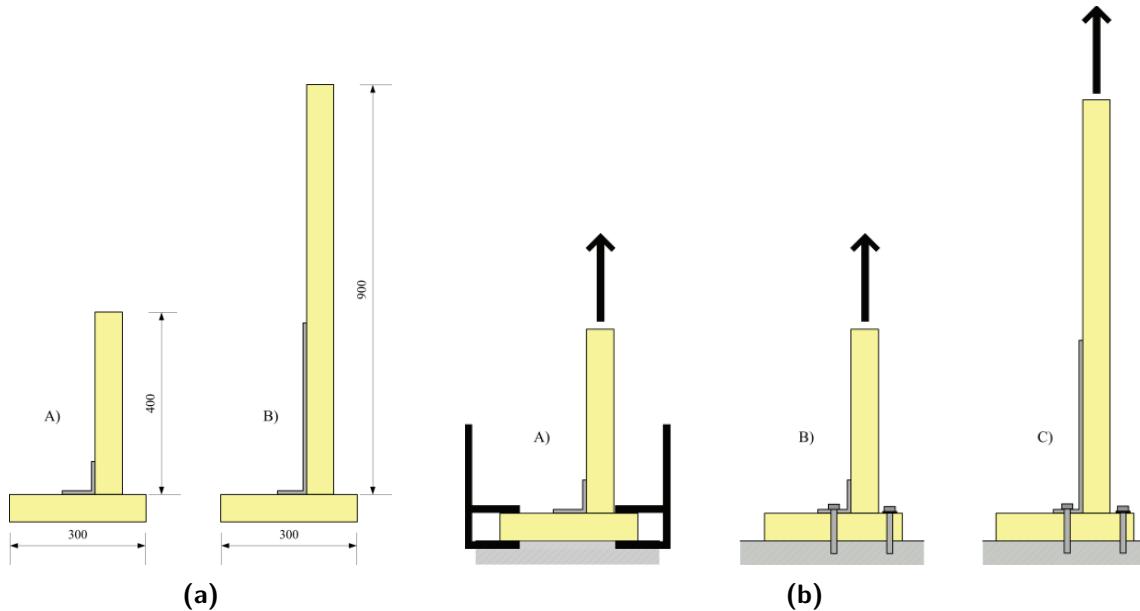
Beim Vergleich des Trag- und Verformungsverhaltens der unterschiedlichen Zuganker unter monotoner und zyklischer Beanspruchung konnten folgende Beobachtungen gemacht werden:

- Bei zyklischen Versuchen trat ein Ausziehen oder Abreißen der Verbindungsmitte ein, außerdem verformten sich die Zuganker plastisch.
- Die Zuganker des Typs B (vgl. „b“ aus Abb. 4.12) versagten durchgängig aufgrund eines Zugversagens im Bereich des Nettoquerschnitts der untersten Bohrung. Diese Versagensform wurde auch bei den monotonen Versuchen an den Zugankern des Typs C (vgl. „c“ aus Abb. 4.12) beobachtet.
- Bei allen Versuchen konnte Energie dissipiert werden. Dies gilt auch für die Versuche, bei denen ein Versagen des Zugankers eintrat: Auch hier war – bis zum Versagen des Zugankers – ein duktiles Verhalten der Verbindungsmitte zu erkennen. Im Vergleich zu der Energie, die bei einem vollständigen Wandelement dissipiert werden kann, wird der Anteil der Verankerung allerdings als gering bewertet.

Die Autoren geben die Empfehlung, bei der Ausführung und Dimensionierung der Verankerung darauf zu achten, dass das Versagen in den Verbindungsmitten eintritt. Auf diese Weise sei in jedem Fall ein duktile Verhalten zu erwarten.

### 4.3.2 Caprolu 2012

*Caprolu* [Cap12] untersuchte das Trag- und Verformungsverhalten von Verankerungsdetails anhand von 120 monotonen Versuchen mit dem Ziel, die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten von Verankerungen zu bestimmen und grundsätzliche Unterschiede verschiedener Verankerungskonfigurationen zu erkennen. Es kamen vier verschiedene Zuganker zur Anwendung (AB55365, ABR9020, AKR135, HTT4, alle SIMPSON StrongTie), die auf unterschiedliche Art und Weise mit dem Untergrund und dem Stiel verbunden wurden. Neben Ankerbolzen unterschiedlicher Größen (M8, M10, M12 und M16) wurden auch Holzschrauben (CSA 5,0 mm × 40 mm) und Rillennägel (CNA 4,0 mm × 40 mm) verwendet. Stiel und Schwelle bestanden aus Fichtenholz



**Abbildung 4.14:** Versuche an Verankerungsdetails; (a) Versuchskörper mit Abmessungen, (b) Verankerungsvarianten der Versuchskörper, aus [Cap12]

(C24) mit den Abmessungen  $45 \text{ mm} \times 145 \text{ mm}$ . Die Abmessungen der Versuchskörper kann Abbildung 4.14a entnommen werden, der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.14b dargestellt.

Abbildung 4.15 zeigt eine Übersicht der Versuchsergebnisse. Die höchsten Tragfähigkeiten konnten mit dem Zuganker HTT4 erreicht werden.

Die Ergebnisse der Versuche zeigten, dass sowohl die Art der Zuganker als auch die Verbindung der Zuganker mit dem Untergrund bzw. dem Stiel einen entscheidenden Einfluss auf die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Verankerung haben. Die größten Steifigkeiten und Tragfähigkeiten erreichten die Versuchskörper, bei denen die Verbindung zwischen Zuganker und Untergrund durch Bolzen erfolgte, die durch die Schwelle hindurch mit einem Stahlträger verbunden wurden (vgl. Abb. 4.16a). In diesem Fall konnten drei verschiedene Versagensarten unterschieden werden:

- Versagen des Stiels, wenn die Verbindung zwischen Zuganker und Stiel über Bolzen hergestellt wurde (vgl. Abb. 4.16b).
- Versagen durch Herausziehen der Verbindungsmitte, wenn die Verbindung zwischen Zuganker und Stiel über Schrauben oder Rillennägel hergestellt wurde (vgl. Abb. 4.16c).
- Versagen des Stiels, wenn Fehlstellen im Holz vorhanden waren (Äste oder Keilzinkenverbindungen, insbesondere wenn diese im Bereich der Lasteinleitung auftraten (vgl. Abb. 4.16d und 4.16e)).

Wenn die Zuganker über Schrauben oder Nägel mit der Schwelle verbunden waren, versagte i.d.R. diese Verbindung durch Abbrechen oder Herausziehen der Verbindungsmitte (vgl. Abb. 4.16f).

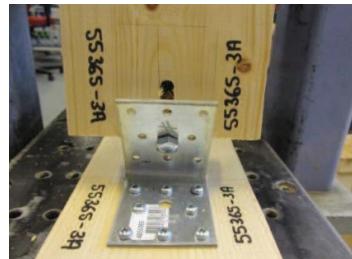
### 4.3 Verankerungsdetails

Connector	Type of fastening of the connector	Average Strength [kN]
AB 55365	Stud: Bolt M8	5.84
	Rail: 8 wooden screws 4x40	
	Stud: 8 wooden screws 4x40	8.68
	Rail: 8 wooden screws 4x40	
ABR 9020	Stud: Bolt M10 + 10 wooden screws 4x40	10.7
	Rail: 10 wooden screws 4x40	
	Stud: Bolt M10 + 10 annular ringed shank nail 4x40	5.56
	Rail: 10 annular ringed shank nail 4x40	
	Stud: 10 wooden screws 4x40	10.5
	Rail: 10 wooden screws 4x40	
	Stud: 10 wooden screws 4x40	11.2
	Rail: 6 wooden screws 4x40	
AKR 135	Stud: 14 wooden screws 4x40	30.5
	Rail: Bolt M12	
	Stud: 14 annular ringed shank nail 4x40	30.6
	Rail: Bolt M12	
HTT4	Stud: 18 wooden screws 4x40	45.2
	Rail: Bolt M16	
	Stud: 18 annular ringed shank nail 4x40	42.5
	Rail: Bolt M16	

**Abbildung 4.15:** Übersicht der Versuchsergebnisse mit den Mittelwerten der jeweiligen Versuchskonfigurationen [Cap12]



(a) Versuchsaufbau



(b) Versagen Stiel (Bolzen)



(c) Herausziehen Nägel (Stiel)



(d) Versagen Stiel Lasteinleitung



(e) Versagen Stiel Keilzinkenverbindung



(f) Herausziehen Schrauben (Schwelle)

**Abbildung 4.16:** Versuchsaufbau und Bilder der verschiedenen Versagensarten, aus [Cap12]

Es konnte außerdem festgestellt werden, dass die Rillennägel deutlich leichter herausgezogen wurden als die Schrauben. Die größte Tragfähigkeit unter den Verbindungsmittern hatten allerdings die Bolzen.

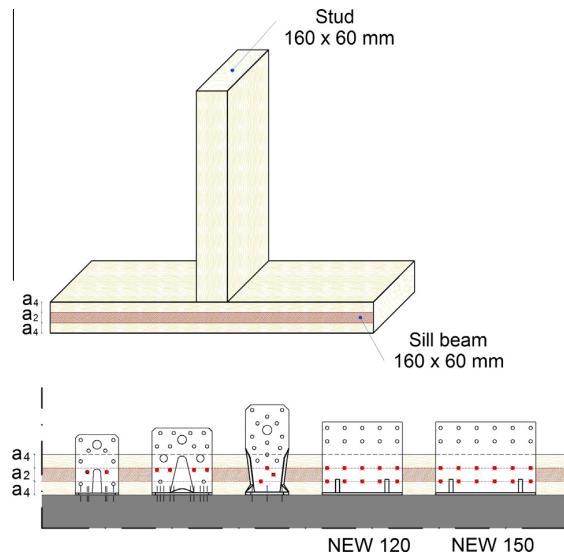
### 4.3.3 Tomasi & Sartori 2013

*Tomasi & Sartori* [Tom13] untersuchten Verankerungssysteme im Holzrahmenbau, um Erkenntnisse über den Einfluss der Verankerung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Wandelementen zu gewinnen. Untersucht wurde sowohl die Schubverankerung (selbstbohrende Schrauben oder Winkelverbinder) als auch die Zugverankerung (Zuganker). Neben der Verwendung von praxisüblichen Verankerungselementen erfolgte auch eine Optimierung mit neu entwickelten Systemen. Eine wichtige Motivation hierfür war, dass die Löcher in den Winkelverbindern oftmals in Bereichen angeordnet sind, bei denen entweder die Randabstände in der Schwelle nicht eingehalten werden oder diese sogar oberhalb der Schwelle liegen.

Für die Stiele und die Schwelle wurde Konstruktionsvollholz der Festigkeitsklasse C24 mit einem Querschnitt von  $60 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$  verwendet. In den meisten Fällen erfolgte die Verankerung in die Rippen auf einer Beplankung aus OSB-Platten mit einer Dicke von 15 mm. Sowohl die Winkelverbinder als auch die Zuganker wurden mit Rillennägeln ( $4,0 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ ) an den Rippen befestigt. Für die Schubverankerung mit diagonal angeordneten, selbstbohrenden Schrauben kamen Schrauben mit einem Durchmesser von 8,0 mm und einer Länge von 160 mm zur Anwendung. Die Lastprotokolle der monotonen und zyklischen Versuche werden nicht angegeben. Die Prüfgeschwindigkeit betrug 0,05 mm/s.

Abbildung 4.17 verdeutlicht die genannte Problematik der Positionen der Löcher in den Winkelverbindern und die Lösungen mit neu entwickelten Winkelverbindern. Der Winkelverbinder vom Typ „NEW120“ ermöglicht die Verwendung von zehn Nägeln; mit dem Winkelverbinder vom Typ „NEW150“ können sogar zwölf Nägel eingeschlagen werden. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass auch mit dem Winkelverbinder „AE116“ von Simpson StrongTie bei geringer Unterschreitung der Randabstände bereits acht Nägel verwendet werden können. Bei den hier durchgeföhrten Versuchen wurden neben den genannten Schubverankerungssystemen außerdem Winkelverbinder vom Typ „135“ und „KR135“ verwendet, bei denen acht bzw. fünf Nägel eingeschlagen werden konnten.

Auch bei den Versuchen an Zugverankerungen wurden unterschiedliche Verbinder miteinander verglichen. Zur Anwendung kamen Zuganker der Typen „HTT16“ (18 Nägel), „KR285“ (19 Nägel), „RP“ (20 Nägel) und „RG“ (52 Nägel), wobei keine Angaben zu den jeweiligen Herstellern gemacht werden. Insgesamt wurden 16 Versuche an Schubverankerungen durchgeführt, darunter neun mit monotonem und sieben mit zyklischem Lastprotokoll. Die Zugverankerung wurde in elf monotonen und fünf zyklischen Versuchen untersucht.

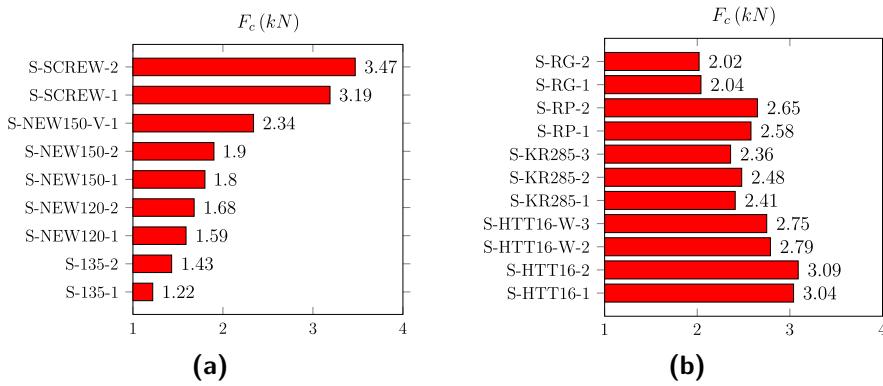


**Abbildung 4.17:** Vergleich der verfügbaren Nagellöcher bei unterschiedlichen Winkelverbindern, aus [Tom13]

Bei den Versuchen an Schubverankerungssystemen erreichten die neu entwickelten Winkelverbinder höhere Werte in der Tragfähigkeit und der Steifigkeit als die kommerziellen Winkelverbinder, was vor allem an der höheren Anzahl verwendeter Nägel lag. Ein Vergleich der Tragfähigkeiten pro Verbindungsmittel zeigt allerdings, dass auch diese Werte höher lagen (vgl. Abb. 4.18a). Dies wird auf die ungünstigere Geometrie der kommerziellen Winkelverbinder zurückgeführt, bei der die Verbindungsmittel in einem größeren Abstand zur unteren Verankerung angeordnet sind. Aufgrund der daraus resultierenden Rotation der Winkelverbinder würden die Verbindungsmittel nicht ausschließlich in Schubrichtung beansprucht. Die Versuche mit selbstbohrenden Schrauben zeigten ähnliche Tragfähigkeits- und Steifigkeitswerte wie die Winkelverbinder vom Typ „NEW120“. Insbesondere dann, wenn die Wände bereits im Werk an den entsprechenden Stellen vorgebohrt werden, sehen die Autoren diese Variante als gute und zeitsparende Alternative zu den üblichen Winkelverbinder an.

Aus den Versuchen an Zugverankerungssystemen wurden u.a. folgende Schlussfolgerungen gezogen:

- Der Vergleich zwischen einer Verankerung auf der OSB-Beplankung und einer Verankerung direkt auf dem Stiel zeigte kaum Unterschiede in der Steifigkeit und der Tragfähigkeit. Dies steht im Widerspruch zu den Erkenntnissen des Forschungsprojekts *Optimberquake* (vgl. Abschnitt 5.4 und [Sei12a]). Es gibt allerdings einen entscheidenden Unterschied im Versuchsaufbau: Während in den eigenen Versuchen eine relative Verschiebung zwischen der Beplankung und dem Stiel ermöglicht wurde, brachte man bei diesem Versuchsaufbau die Verformung auf den Stiel und die Beplankung gleichzeitig auf.
- Die Steifigkeit der Zugverankerung war bei allen Zugankern nahezu gleich – nur der Zuganker „RG“ erreichte deutlich höhere Werte. Vergleicht man auch hier



**Abbildung 4.18:** Vergleich der auf die jeweilige Nagelanzahl bezogene Traglast („Kraft pro Nagel“); (a) Schubverankerung, (b) Zugverankerung, aus [Tom13]

die „Steifigkeit pro Nagel“, so zeigen sich insgesamt vergleichbare Werte.

- Die „Tragfähigkeit pro Nagel“ lag insgesamt in einer ähnlichen Größenordnung (vgl. Abb. 4.18b). Nur bei dem Zuganker „RG“ war dieser Wert geringer, da das Versagen im Zuganker und nicht in den Verbindungsmittern eintrat.

## 4.4 Holzrahmenwände

Dieser Abschnitt beschäftigt sich mit experimentellen Untersuchungen an Holzrahmenwänden. Abschnitt 4.4.1 enthält eine Übersicht zu Versuchsreihen, die in der Literatur zu finden sind. In den weiteren Abschnitten werden exemplarisch vier Veröffentlichungen näher beschrieben. Das sind die Veröffentlichungen von *Becker & Zeitter* [Bec92], *Girhammar & Källsner* [Gir04a] und *Sartori et al.* [Sar12], welche in Kapitel 9 zur Anwendung des in dieser Arbeit entwickelten FE-Modells herangezogen werden. Außerdem wird auf den Aufsatz von *Boudaud et al.* [Bou10] eingegangen, in welchem die Duktilitätsklassen nach [EN 1998-1] für in Frankreich übliche Wandkonfigurationen bestimmt werden.

### 4.4.1 Literaturübersicht

In den zurückliegenden Jahrzehnten wurde eine Vielzahl von Versuchen an Holzrahmenwänden durchgeführt. *Carney* [Car75] und *Peterson* [Pet83] gaben einen umfassenden Überblick über experimentelle Untersuchungen bis zu den Jahren 1975 bzw. 1983. *Van de Lindt* [VdL04] erweiterte diesen um die Entwicklungen bis zum Jahr 2004. Im Folgenden sollen einige Literaturquellen ergänzt werden. Dies umfasst auch deutschsprachige Veröffentlichungen, die von den genannten Autoren nicht berücksichtigt wurden. Außerdem erfolgt eine Fortschreibung des Überblicks bis zum Jahr 2012 (vgl. Tab. 4.1).

Autor(en)	Jahr	Quelle	Wandversuche	Bepflankung und Verbindungsmittel	Verankerung	Lastprotokoll
Glos et al.	1987	[Glo87]	53 Versuche, 1,25 m × 2,50 m	Flachpressplatten t = 10 und 13 mm, Gipskartonplatten t = 9,5 und 12,5 mm, Gipsfaserplatten t = 10 und 12,5 mm; glattschäftige Nägel d = 2,2 und 2,5 mm, Klammern d = 1,85 mm, geleimte Verbindung	Verankerung der Stiele über Stahlprofile	monoton
Mussala	1987	[Mus87]	1,25 m × 2,50 m	Flachpressplatten t = 13 und 19 mm; Nagelpressleimung, Rillennägel d = 4,0 mm	Stahlwinkel an Randstieln	monoton
Raschper	1990	[Ras90]	1,25 m × 2,50 m	Flachpressplatten t = 13 mm; Rillennägel d = 2,8 mm	Stahlwinkel an Randstieln	monoton
Becker & Zeitter	1992	[Bec92]	9 Versuche, 1,25, 2,50 und 3,75 m × 2,56 m	Flachpressplatten t = 13 mm; Rillennägel d = 2,8 mm, Klammern d = 1,53 mm	Stahlwinkel an Randstieln	monoton und zyklisch
Yasumura & Kawai	1998	[Yas98]	6 Versuche, 2,82 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 9,5 mm, Spernholzplatten t = 9,5 mm, Gipskartonplatten t = 12 mm; glattschäftige Nägel d = 2,34 und 2,87 mm	Zuganker an Randstieln	monoton und zyklisch (CEN und ISO)
McMullin & Merrick	2000	[McM00]	6 Versuche, 1,70 und 3,99 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 9,5 mm, Spernholzplatten t = 9,5 mm, Gipskartonplatten t = 12,7 mm; glattschäftige Nägel d = 2,3 und 3,3 mm (8d common nails)	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstieln	monoton und zyklisch
Salenikovich & Dolan	2000 2003	[Sal00] [Sal03]	0,60, 1,20, 2,40 und 3,60 m × 2,40 m	OSB-Platten t = 11 mm; glattschäftige Nägel d = 3,3 mm (8d) (8d common nails)	Bolzen durch Schwelle und z.Tl. Zuganker an Randstieln (innenliegend)	monoton und zyklisch (ISO TC 165)
Yamaguchi et al.	2000	[Yam00]	6 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	Spernholzplatten t = 9,5 mm; glattschäftige Nägel d = 3 mm	Zuganker an Randstieln (innenliegend)	monoton, zyklisch (ASTM E2126)
Gatto & Üang	2002	[Gat02]	36 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 9,5 mm, Spernholzplatten t = 11,9 mm, z.Tl. zusätzlich Gipskartonplatten auf gegenüberliegender Seite; glattschäftige Nägel d = 3,3 mm (8d nails)	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstieln (innenliegend)	monoton und zyklisch (SPD, ISO16670, CU- REE - basic und near fault)
Richard et al.	2002	[Ric02]	6 Versuche, 2,44 m × 2,44 m mit Öffnung	OSB-Platten t = 9,5 mm; glattschäftige Nägel d = 3,3 mm	Zuganker an Randstieln (stirnseitig)	monoton und zyklisch

Autor(en)	Jahr	Quelle	Wandversuche	Bepflankung und Verbindungsmitte	Verankerung	Lastprotokoll
Kessel & Sandau Wietfeldt	2003 2008	[Kes03] [SW08]	26 Versuche, 1,25m × 2,50 m	Holzfaserplatten t = 3 und 4 mm; Klammern d = 1,6 mm	nicht praxisbezogene Sonder- form	monoton
Toothman	2003	[Too03]	45 Versuche, 1,20 m × 2,40 m mit Öffnung	OSB-Platten t = 11 mm, Hartfaserplatten t = 9 mm, Weichfaserplatten t = 12 mm; Gipskartonplatten t = 12 mm; glattschärfte Nägel d = 2,5, 3,33 (8d common nails), Dachappnägel d = 3,0 mm	Bolzen durch Schwelle oder Zuganker an Randstielien	monoton und zyklisch (ASTM E2126)
Girhammar & Küllsner	2004	[Gir04b]	1,20 m bis 4,80 m × 2,40 m	Hartfaserplatten t = 8 mm, Flachpressplatten t = 12 mm, Sperrholzplatten t = 9 mm; Rillennägel d = 2,1 mm	Bolzen durch Schwelle	monoton
Langlois et al.	2004	[Lan04]	11 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 11,9 mm; Rillennägel d = 3,3 mm (8d)	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton und zy- klisch (CUREE)
Dean & Shenion	2005	[Dea05]	10 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 11 mm; glattschärfte Nägel d = 3,3 mm (8d nails)	Bolzen durch Schwelle und z.Tl. Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton
White	2005	[Whi05]	2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 11,1 mm; Gipskartonplatten t = 12,7 mm; glattschärfte Nägel d = 2,87 mm, Schrauben d = 2,31 mm	Bolzen durch Schwelle und z.Tl. Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton, zyklisch (CUREE) und dynamisch
Cheng et al.	2006	[Che06]	12 Versuche, 6,0 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 9,5 mm;	keine Verankerung	monoton zyklisch (ISO16670)
Dinehart et al.	2006	[Din06]	4 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten t = 11,1 mm; glattschärfte Nägel d = 3,3 mm (8d nails), geklebte Verbindung mit viskoelastischer Zwischenschicht	Zuganker (innenliegend)	zyklisch (CU- REE)
Doudak et al.	2006	[Dou06]	6 Versuche, 2,40 m × 2,40 m	OSB-Platten t = 11,1 mm; glattschärfte Nägel 1 = 60 mm	Bolzen durch Schwelle oder Zuganker (innen- oder außen- liegend)	monoton
Dujic et al.	2006	[Duj06]	2,40 m × 2,40 m	OSB-Platten t = 12 mm, Gipsfaserplatten t = 15 mm; Nägel d = 2,8 mm, Klammern d = 1,5 mm	Bolzen durch Schwelle oder Zuganker (stirnseitig)	monoton und zy- klisch (ISO 16670, EN12512, CU- REE)

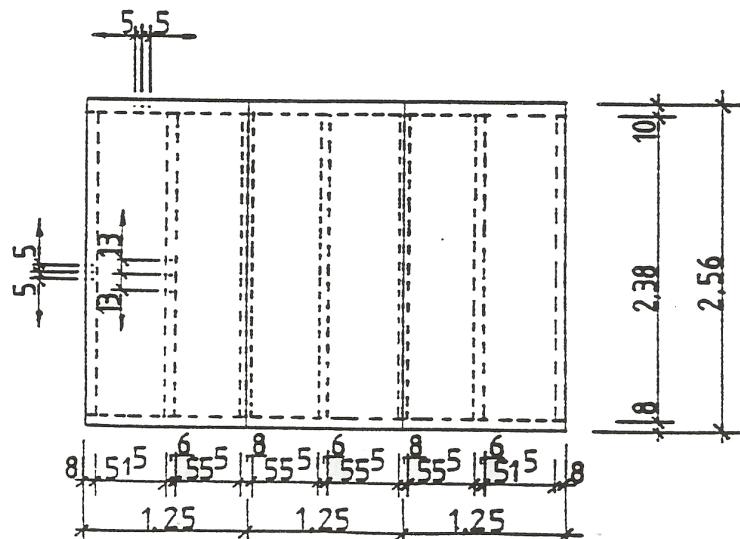
Autor(en)	Jahr	Quelle	Wandversuche	Bepankung und Verbindungsmitel	Verankerung	Lastprotokoll
<i>Leichti et al.</i>	2006	[Lei06]	8 Versuche, 2,40 m × 2,40 m	OSB-Platten $t = 11$ mm; glattschäftige Nägel $d = 2,87$ mm	Bolzen durch Schwelle, Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton und zyklisch (CUREE)
<i>Martin et al.</i>	2006	[Mar06]	9 Versuche, 3,66 m × 2,44 m. alle Wände mit Fensteröffnung	OSB-Platten $t = 11,1$ mm, z.Tl. Gipskartonplatten auf Rückseite $t = 12,7$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3,3$ mm	Bolzen durch Schwelle, Zuganker an Randstielien (stirnseitig)	zyklisch
<i>Mi et al.</i>	2006	[Mi06]	8 Versuche, 4,88 m × 4,88 m	Sperrholtplatten $t = 12,5$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3,05$ mm	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton und zyklisch (ISO16670)
<i>Manoz Toro et al.</i>	2006	[MT06]	6 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten $t = 11$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3,3$ mm (8d nails)	Nägel durch Schwelle oder Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton und zyklisch (ASTM E 2126)
<i>Peterson &amp; Popovski</i>	2006	[Pet06]	13 Versuche, 4,9 m × 4,9 m	OSB-Platten $t = 9,5$ und 15,1 mm, Sperrholtplatten $t = 25,4$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3,75$ mm, Schraubennägel $d = 2,5$ und 3,0 mm	Bolzen durch Schwelle oder Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton und zyklisch (ISO16670)
<i>Varoglu et al.</i>	2006 2007	[Var06] [Var07]	2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten $t = 12,5$ mm, Sperrholtplatten $t = 12,5$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3,0$ mm	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton und zyklisch (ISO16670)
<i>Noory et al.</i>	2008 2010	[Noo08] [Noo10]	12 Versuche, 3,66 m × 2,44 m	OSB-Platten $t = 11,1$ mm, z.Tl. Gipskartonplatten auf Rückseite $t = 12,7$ mm; glattschäftige Nägel	Bolzen durch Schwelle oder Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton
<i>Blaß &amp; Schädle</i>	2009 2011 2012	[Bla09a] [Bla11a] [Sch12]	6 Versuche, 2,50 m × 2,55 m	OSB-3-Platten $t = 15$ mm; Klammer $d = 1,53$ mm	Bolzen durch Schwelle, Zuganker an Randstielien (durch Beplankung)	monoton und zyklisch (ISO21581)
<i>Blaß &amp; Gebhardt</i>	2009 2012	[Bla09b] [Geb12]	10 Versuche, 2,50 m × 2,64 m	Holzfaserdämmplatten $t = 40$ und 80 mm; Breitrückenklemmern, Schrauben mit Haltetellern	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (seitlich, direkt auf Stiel)	monoton
<i>Li et al.</i>	2009	[Li09]	24 Versuche, 1,82 m × 2,73 m	OSB-Platten $t = 9$ mm, Sperrholtplatten $t = 9,5$ mm; Rillennägel $d = 2,75$ mm	Zuganker an Randstielien (stirnseitig)	monoton und zyklisch (CLB, Japan)
<i>Tichelmann &amp; Rädel</i>	2009	[Tic09]	18 Versuche, 2,50 m × 2,50 m	OSB-Platten $t = 12$ mm, Gipsfaserplatten $t = 12,5$ mm; Rillennägel $d = 2,5$ mm, Klammer $d = 1,53$ mm	Sonderkonstruktion mit Stahllaschen an Randstielien (stirnseitig)	monoton und zyklisch (EN12512)

Autor(en)	Jahr	Quelle	Wandversuche	Beplankung und Verbindungsmitte	Verankerung	Lastprotokoll
<i>Boudaud et al.</i>	2010	[Bou10]	2,40 m × 2,40 m	OSB3-Platten $t = 9, 12$ und 15 mm; Flachpressplatten $t = 9$ und 15 mm; glattschäftige Nägel $d = 2,1, 2,5$ und 3,1 mm	Bolzen durch Schwelle	monoton und zyklisch (EN12512)
<i>Gong et al.</i>	2010	[Gon10]	9 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten $t = 12$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3,3$ mm (8d common nails)	Bolzen durch Schwelle	monoton
<i>He et al.</i>	2010	[He10a]	10 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten $t = 11,9$ und 12,0 mm; Sperrholzplatten $t = 11,5$ mm; Gipskartonplatten $t = 12$ mm; Magnesiumoxid-Platten $t = 12$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3,3$ mm (8d)	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton
<i>He et al.</i>	2010	[He10b]	6 Versuche, 2,44 m × 2,44 m	OSB-Platten $t = 9,5$ mm; Gipskartonplatten $t = 12$ mm; glattschäftige Nägel $d = 2,85$ mm; Schrauben $d = 3,5$ mm	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton
<i>Ni et al.</i>	2010	[Ni10]	20 Versuche, 1,22, 2,44 und 4,88 m × 2,44 m	Sperrholzplatten $t = 9,5$ mm; Gipskartonplatten $t = 12,7$ mm; glattschäftige Nägel $d = 3$ mm	Bolzen durch Schwelle oder Zuganker an Randstielien	monoton und zyklisch (ISO16670)
<i>Salenikovich &amp; Payeur</i>	2010 2011	[Sal10] [Pay11]	43 Versuche, 2,44 und 4,88 m × 4,88 m	OSB-Platten $t = 11$ mm; glattschäftige Nägel $d = 2,9$ mm	Bolzen durch Schwelle und z.Tl. Zuganker an Randstielien (innenliegend)	monoton und zyklisch (CUREE)
<i>Kobayashi &amp; Yasumura</i>	2011	[Kob11]	8 Versuche, 1,82 m × 2,63 m	Sperrholzplatten $t = 9$ mm; Schrauben $d = 3,7, 4,0$ und 4,4 mm	Zuganker (stirnseitig)	monoton und zyklisch (ISO21581)
<i>Gattesco et al.</i>	2012	[Gat12]	5 Versuche, 1,88 m und 3,75 m × 2,80 m	OSB3-Platten $t = 15$ mm; Flachpressplatten $t = 15$ mm; Rillennägel $d = 2,8$ mm	Bolzen durch Schwelle, Zuganker an Randstielien (durch Beplankung)	zyklisch (EN12512)
<i>Sartori et al.</i>	2012	[Sar12]	22 Versuche, 2,5 m × 2,5 m	OSB-Platten $t = 15$ mm; Gipsfaserplatten $t = 12,5$ mm; glattschäftige Nägel $d = 2,8$ mm, Klammern $d = 1,6$ mm	Bolzen durch Schwelle und Zuganker an Randstielien (durch Beplankung)	monoton und zyklisch (EN12512)

**Tabelle 4.1:** Literaturübersicht zu experimentellen Untersuchungen an Holzrahmenwänden

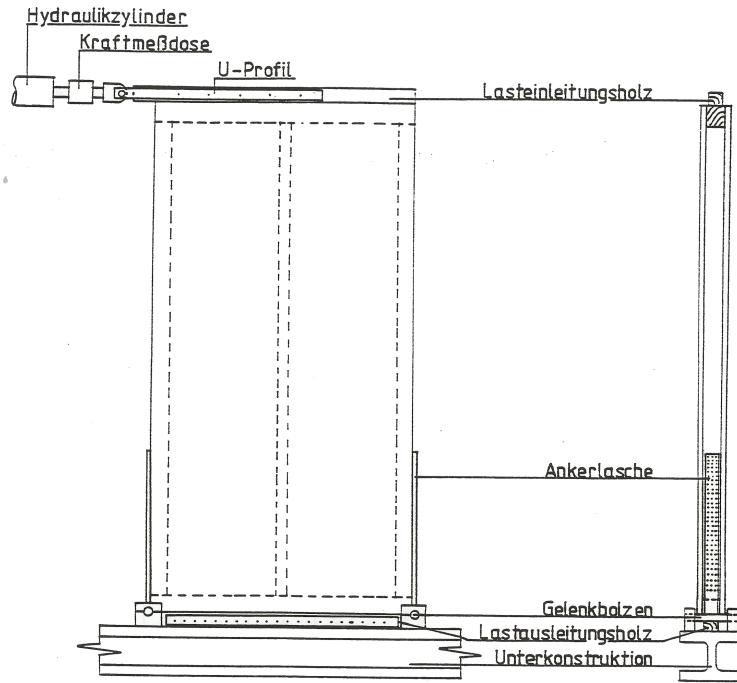
#### 4.4.2 Becker & Zeitter 1992

*Becker & Zeitter* [Bec92] führten experimentelle Untersuchungen an Wandelementen durch, an denen die Eignung von Holzrahmenwänden für Erdbebenbeanspruchungen getestet wurde. Dafür wurden jeweils drei zyklische Versuche an 1-Raster- und 2-Raster-Tafeln sowie ein Versuch an einer 3-Raster-Tafel durchgeführt. Außerdem wurden zwei weitere 1-Raster-Tafeln im Rahmen von Vorversuchen untersucht. Die Wandhöhe betrug jeweils 2,50 m, die Länge der Wände 1,25 m, 2,50 m und 3,75 m (1-, 2- und 3-Raster-Tafeln). Die Außenstiele und die Schwelle hatten einen Querschnitt von 80 mm × 80 mm, die Innenstile waren 60 mm breit. Das Rähm wies eine Breite von 100 mm auf. Die 13 mm dicken Spanplatten wurden mithilfe von Klammern (1,53-50 mm) in einem Abstand von 50 mm auf den Rippen befestigt (Abstand auf Innenrippen: 130 mm). Die Zugverankerung erfolgte stirnseitig mit deutlich überdimensionierten Ankerlaschen, die eine entsprechend hohe Steifigkeit aufwiesen. Es wurde keine Auflast aufgebracht. Die Abmessungen der Versuchskörper sind für eine 3-Raster-Tafel in Abbildung 4.19 angegeben, der Versuchsaufbau kann Abbildung 4.20 entnommen werden (Darstellung für eine 1-Raster-Tafel).



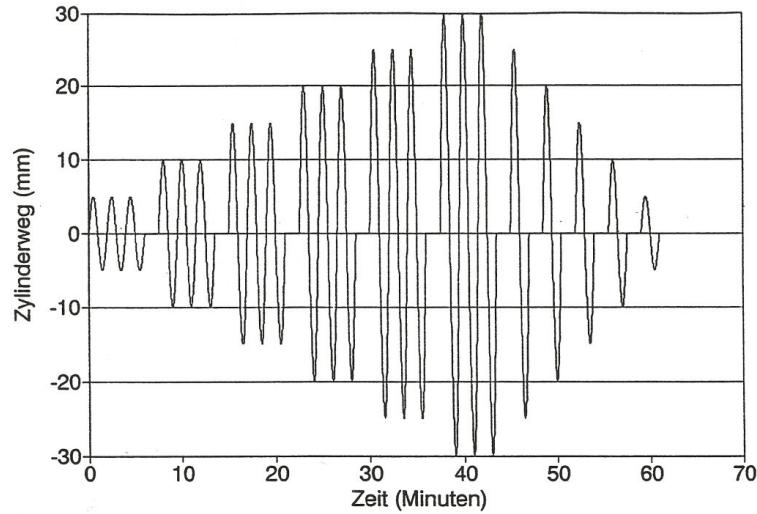
**Abbildung 4.19:** Abmessungen einer 3-Raster-Tafel, aus [Bec92]

Das zyklische Lastprotokoll ist sinusförmig, wobei die Verformungsamplitude kontinuierlich gesteigert wurde. Bei jeweils drei Zyklen wurde die gleiche Verformung aufgebracht. Es wird auf die Bedeutung der Verformungsgeschwindigkeit hingewiesen, eine genaue Angabe dieser erfolgt jedoch nicht. Abbildung 4.21 zeigt das Lastprotokoll als Weg-Zeit-Diagramm. Daraus wird ersichtlich, dass die Verformungen frequenzabhängig aufgebracht wurden und die Frequenz im Bereich von etwa 1/120 Hz lag (ca. 2 Minuten pro Zyklus). Der dargestellte Abfall der Amplituden nach Erreichen von 30 mm Zylinderweg wurde allerdings nicht bei allen Versuchen angewendet – in den meisten Fällen erfolgte eine Beanspruchung über 30 mm hinaus.

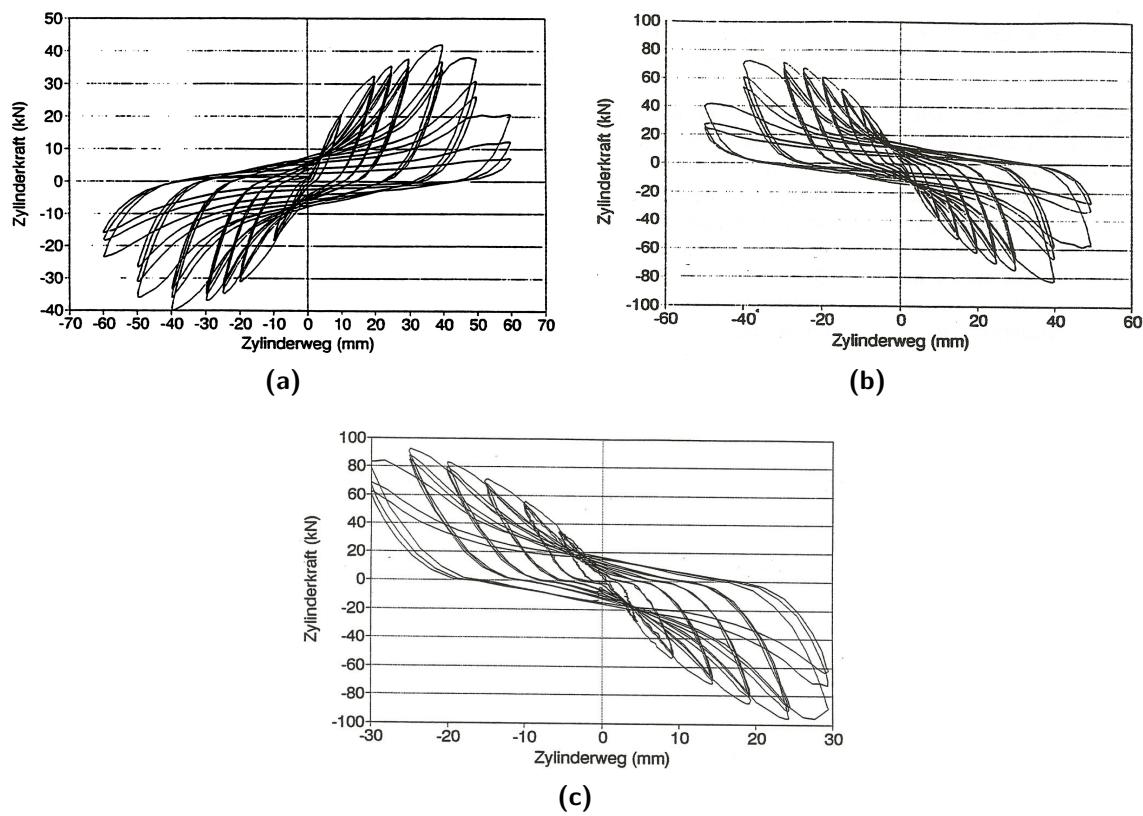


**Abbildung 4.20:** 1-Raster-Tafel in Versuchsrahmen, aus [Bec92]

Abbildung 4.22 zeigt je eine Hysterese für die Versuche an 1-, 2- und 3-Raster-Tafeln. Auffällig bei den Versuchen ist, dass entgegen der Erwartungen und abweichend von der Bemessung nach [DIN EN 1995-1-1], die Tragfähigkeit nicht linear mit der Wandlänge anstieg: Je länger die getesteten Wandelemente waren, desto geringer wurde die relative Tragfähigkeit pro Wandlänge. Andere Forschergruppen kamen hier zu anderen Beobachtungen (z.B. [Sal00] und [Sal03]). Dieser Unterschied ist beim Vergleich der 1- und 2-Rastertafeln noch nicht sehr ausgeprägt (vgl. 42,1 kN zu 74,2 kN), wird beim Vergleich mit der 3-Raster-Tafel allerdings um so deutlicher (vgl. 92,3 kN). Da jedoch nur ein einziger Versuch an einer 3-Raster-Tafel durchgeführt wurde, hat diese Beobachtung keine statistische Absicherung und es kann sich somit auch um einen Einzelfall handeln.



**Abbildung 4.21:** Frequenzabhängiges Lastprotokoll für die zyklischen Versuche, aus [Bec92]



**Abbildung 4.22:** Hysteresen aus Versuchen an Holzrahmenwänden; (a) 1-Raster-Tafel VK2, (b) 2-Raster-Tafel VK1, (c) 3-Raster-Tafel VK1, aus [Bec92]

#### 4.4.3 Girhammar & Källsner 2004

*Girhammar & Källsner* [Gir04a] führten Versuche an Holzrahmenwänden durch, um ein analytisches Modell zur Ermittlung von Wandtragfähigkeit zu validieren. Ein Schwerpunkt lag auf dem Vergleich unterschiedlicher Auflagersituationen, bei denen entweder die Schwelle oder die zugbeanspruchten Stiele verankert wurden. Für die Verankerung der Stiele kamen dabei keine Zuganker zur Anwendung, sondern ein Abheben der zugbeanspruchten Stiele wurde durch eine diagonale Lasteinleitung verhindert (Auflast).

Insgesamt wurden ca. 70 monotone Versuche an 1-, 2-, 3- und 4-Rastertafeln durchgeführt. Die Höhe der Wandelemente betrug 2,40 m, die Länge zwischen 1,20 m und 4,80 m. Die Rippen bestanden aus Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 mit einem Querschnitt von 45 mm × 120 mm. Für die Beplankung kamen 8 mm dicke Hartfaserplatten, 12 mm dicke OSB-Platten und 9 mm dicke Sperrholzplatten zur Anwendung. Die Verbindung zwischen Beplankung und Rippen erfolgte über Rillennägel mit einem Durchmesser von 2,1 mm und einer Länge von 50 mm, welche in einem Abstand von 100 mm eingeschlagen wurden. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 8 mm/min, wodurch das Versagen nach ca. 5 Minuten eintrat.

Abbildung 4.23 zeigt die Versagensmechanismen bei einer Verankerung der Stiele (realisiert durch Auflast) und einer Verankerung der Schwelle. Es lässt sich gut erkennen, dass durch die Auflast auf den zugbeanspruchten Stiel der Kontakt zwischen Stiel und Schwelle bestehen bleibt, während sich bei einer Verankerung der Schwelle der zugbeanspruchte Stiel von der Schwelle löst.



**Abbildung 4.23:** Auflagersituation und Versagensmechanismen bei Versuchen an Holzrahmenwänden; (a) Verankerung der Stiele (realisiert durch Auflast), (b) Verankerung der Schwelle, aus [Gir04a]

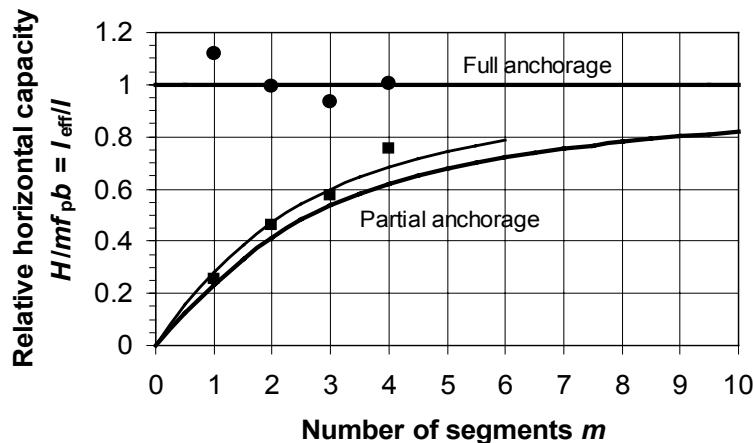
In Abbildung 4.24 erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse aus dem analytischen Modell (Linien) und den Versuchsergebnissen (Punkte). Es wird eine relative Tragfähigkeit in

Abhängigkeit der Anzahl der Wandsegmente dargestellt. Dies erfolgt für das Modell und die Versuche auf unterschiedlichen Wegen.

Zur Auswertung der experimentellen Untersuchungen wird der maximal aufnehmbare Schubfluss  $f_p$  anhand der Versuche an 2-Rastertafeln mit Verankerung der Stiele ermittelt. Dafür wird der Mittelwert der Horizontalkraft (29,9 kN) durch die Wandlänge (2,40 m) geteilt. Die in den jeweiligen Versuchen erreichte Horizontalkraft  $H$  wird nun mit der Anzahl der Wandsegmente  $m$ , dem maximal aufnehmbaren Schubfluss  $f_p$  und der Länge eines Wandsegments  $b$  ins Verhältnis gesetzt. Auf diese Weise kann gezeigt werden, welcher Anteil an der theoretisch aufnehmbaren Tragfähigkeit (bei Verankerung der Stiele) mit einer Verankerung der Schwelle erreicht werden konnte.

Der wesentliche Kern der analytischen Methode ist die Ermittlung einer effektiven Länge  $l_{eff}$ , auf deren Grundlage die Ermittlung der Tragfähigkeit von Wandelementen mit Verankerung der Schwelle erfolgt (vgl. Beschreibung in Abschnitt 2.5.1). Bei einer Verankerung der Stiele wird  $l_{eff}$  gleich  $l$  – bei einer Verankerung der Schwelle reduziert sich dieser Wert je nach Wandgeometrie und Auflast.

Abbildung 4.24 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus dem analytischen Modell und den Wandversuchen. Verglichen werden allerdings keine Tragfähigkeiten, sondern ein Verhältniswert aus der Tragfähigkeit bei einer Verankerung der Schwelle und der Tragfähigkeit bei einer Verankerung der Stiele. Wie genau die Ergebnisse des Modells sind, hängt dementsprechend davon ab, welcher Schubfluss angesetzt wird und auf welche Weise dieser ermittelt wird. Interessant wäre hier ein Vergleich von Wandtragfähigkeiten, bei denen der Schubfluss anhand der Tragfähigkeit von Nagelverbindungen ermittelt wurde. Diese könnten auf einer Bemessung z.B. nach [DIN EN 1995-1-1] oder auf den Ergebnissen von Versuchen an Verbindungsmittel-einheiten beruhen.

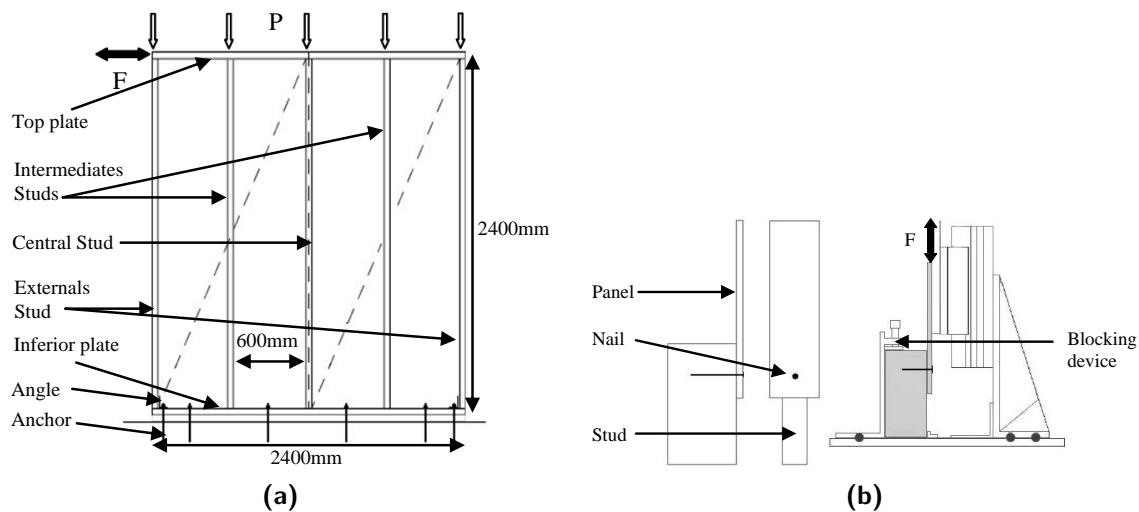


**Abbildung 4.24:** Vergleich der Ergebnisse des analytischen Modells (Linien) und der Versuche an Holzrahmenwänden (Punkte), aus [Gir04a]

#### 4.4.4 Boudaud et al. 2010

*Boudaud et al.* [Bou10] führten monotone und zyklische Versuche an Holzrahmenwänden und Verbindungsmitteleinheiten durch, um unterschiedliche Wandkonfigurationen hinsichtlich deren Eigenschaften unter Erdbebenbeanspruchungen zu klassifizieren. Dies erfolgte nach einem Verfahren aus [EN 1998-1], mit welchem anhand von Versuchsergebnissen die zugehörigen Duktilitätsklassen ermittelt werden können. Dabei werden Beplankungen aus OSB-Platten (in [EN 1998-1] nicht genannt) und Flachpressplatten miteinander verglichen.

Insgesamt wurden Versuche an Holzrahmenwänden mit vier unterschiedlichen Wandkonfigurationen durchgeführt. Die Abmessungen der Wandelemente betrugen 2,40 m × 2,40 m. Die Rippen bestanden aus Konstruktionsvollholz der Festigkeitsklasse C24 mit einem Querschnitt von 35 mm × 120 mm (bei OSB-Beplankung) und 45 mm × 120 mm (bei Flachpressplatten). Für die Beplankung kamen 9 mm und 12 mm dicke OSB-Platten sowie 10 mm und 16 mm dicke Flachpressplatten zur Anwendung. Die Verbindung zwischen Beplankung und Rippen erfolgte über Rillennägel mit einem Durchmesser von 2,1 mm und einer Länge von 45 mm (bei OSB-Beplankung) bzw. einem Durchmesser von 2,5 mm und einer Länge von 50 mm oder 55 mm (bei Flachpressplatten). Der Abstand der Nägel betrug 150 mm, bei den Innenstielen 300 mm. Verankert wurde die Schwelle, wobei innenliegend an die Randstiele Winkelverbinder angebracht waren. Die Versuchskörper wurden mit einer Auflast von 15 kN/m belastet. Darüber hinaus wurden Versuche an einzelnen Nagelverbindungen durchgeführt. Abbildung 4.25a zeigt den Aufbau der Wandelemente, in Abbildung 4.25b ist der Versuchsaufbau für die Nagelverbindungen dargestellt.



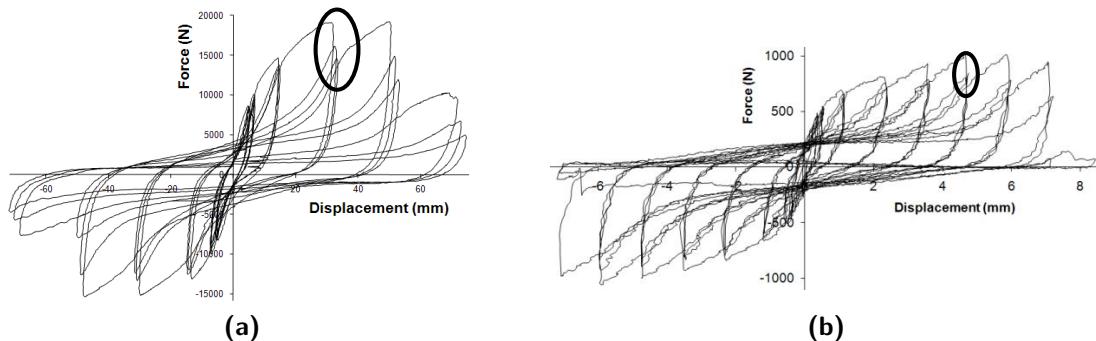
**Abbildung 4.25:** Versuchsaufbauten für (a) Holzrahmenwände, (b) Verbindungsmitteleinheiten, aus [Bou10]

Für die Belastung der Wandversuche kamen drei unterschiedliche Lastprotokolle zur Anwendung. Für jede der vier Wandkonfigurationen wurde je ein monotoner Versuch nach [EN 594] und zwei zyklische Versuche nach [DIN EN 12512]

durchgeführt. Bei „einigen“ Versuchen wurde auch das zyklische Lastprotokoll nach [ISO 21581] verwendet. Die Verformungsgeschwindigkeit wird nicht angegeben, liegt nach [DIN EN 12512] allerdings bei maximal 0,2 mm/s.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, sowohl für die Versuche an Verbindungsmitteleinheiten als auch für die Versuche an Holzrahmenwänden, ein ausgeprägtes duktiles Verhalten. Die nach [EN 1998-1] ermittelten Duktilitätsklassen geben dies allerdings nicht wieder: Nach diesem Verfahren ist die Bruchverformung erreicht, wenn zwischen dem ersten und dem dritten Zyklus gleicher Verformungsamplitude mehr als 20 % Lastabfall auftreten (vgl. Markierung in Abb. 4.26a). Die Duktilitätsklasse hängt dann von der Anzahl „gefährrener“ Zyklen gleicher Amplitude ab, bei denen dieses Abbruchkriterium noch nicht erreicht wurde: Je größer die Anzahl, desto höher die Duktilitätsklasse. Nach dieser Definition erreichten die Verbindungsmitteleinheiten die mittlere oder die hohe Duktilitätsklasse, während die Wandelemente durchweg in die niedrige Duktilitätsklasse eingeteilt wurden. Die Autoren weisen darauf hin, dass für die unterschiedlichen Holzbauweisen in der [EN 1998-1] auch tabellierte Duktilitätsklassen angegeben sind, wonach Holzrahmenwände in die hohe Duktilitätsklasse eingeteilt werden. Aufgrund dieses Widerspruchs sehen die Autoren einen Überarbeitungsbedarf bei der Ermittlung der Duktilitätsklassen anhand von Versuchsergebnissen.

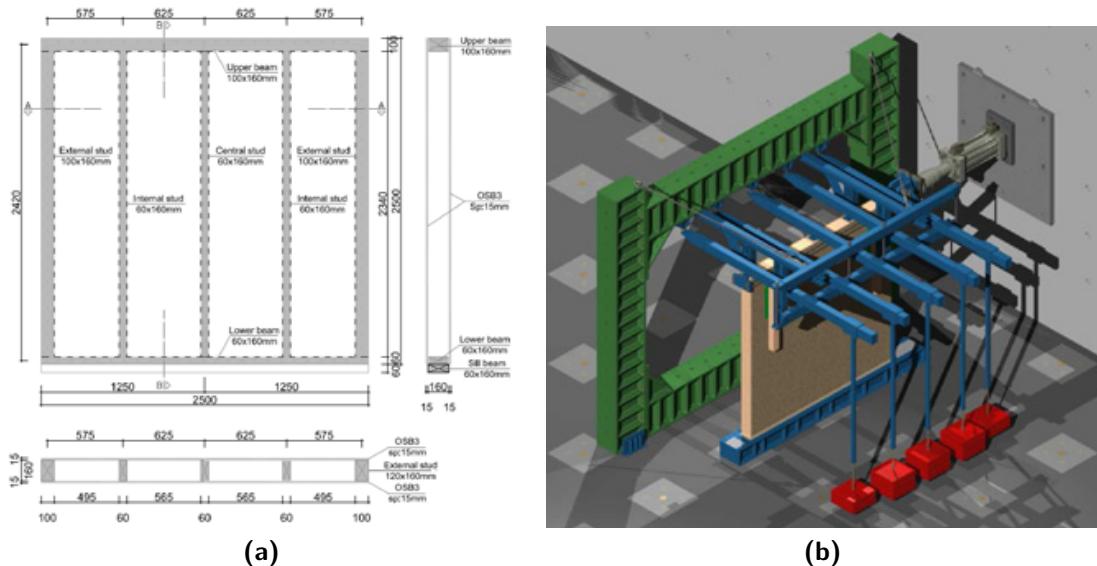
Die Versuchsergebnisse zeigen außerdem, dass die Wandelemente mit OSB-Beplankung ein vergleichbares Tragverhalten aufweisen wie solche mit einer Beplankung aus Flachpressplatten.



**Abbildung 4.26:** Beispielhafte Hysteresen aus den Versuchen an (a) Holzrahmenwände, (b) Verbindungsmitteleinheiten, aus [Bou10]

#### 4.4.5 Sartori et al. 2012

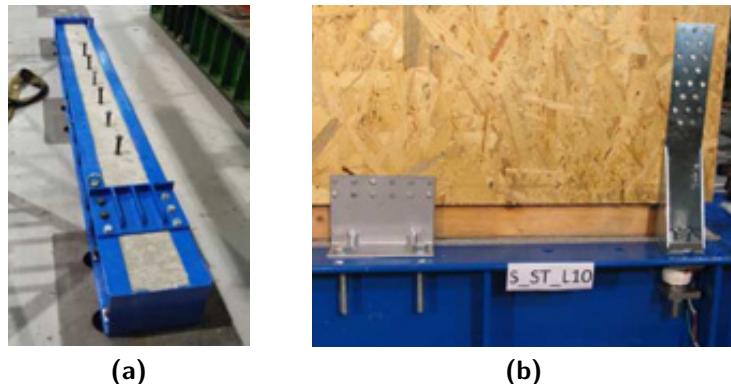
*Sartori et al.* [Sar12] untersuchten den Einfluss unterschiedlicher Materialparameter und Randbedingungen auf das Trag- und Verformungsverhalten anhand von elf monotonen und elf zyklischen Versuchen an Holzrahmenwänden. Von Interesse waren dabei die Einflüsse der Auflast und der Verankerung sowie der Art der Beplankung und der Verbindungsmittel. Außerdem wurden Wandelemente mit Öffnungen und Wände mit Installationsebene untersucht. Die Abmessungen der Versuchkörper betragen  $2,50\text{ m} \times 2,50\text{ m}$ , die Rippen bestanden aus Konstruktionsvollholz. Es wurden OSB-Platten mit einer Dicke von 15 mm und Gipsfaserplatten mit einer Dicke von 12,5 mm verwendet. Während die OSB-Platten mit Rillennägeln (2,8 mm – 60 mm) an den Rippen angebracht wurden, erfolgte die Befestigung der GFB-Platten mit Klammern (1,4 mm  $\times$  1,6 mm  $\times$  55 mm). Abbildung 4.27 zeigt die Abmessungen der Versuchskörper und den Versuchsaufbau.



**Abbildung 4.27:** Versuche an Holzrahmenwänden; (a) Abmessungen der Versuchskörper, (b) Versuchsaufbau, aus [Sar12]

Die Verankerung zur Aufnahme der horizontalen Kräfte erfolgte mithilfe von Winkelverbündern (Typ „NEW 150“) oder über selbstbohrende Schrauben, welche diagonal in die verankerte Richtschwelle eingeschraubt wurden. Für die Zugverankerung kamen zwei verschiedene Zuganker zur Anwendung, die sich erheblich in der Größe unterschieden: Der Zuganker „RP“ wurde über 20 Rillennägel (4,0 mm – 60 mm) mit dem Stiel verbunden und über einen Bolzen (M16) an der Unterkonstruktion befestigt. Bei dem Zuganker „RG“ erfolgte der Anschluss an den Stiel über 52 Rillennägel (4,0 mm – 60 mm) und an die Unterkonstruktion über einen Bolzen (M20). Abbildung 4.28 zeigt die Vorrichtung zur Verankerung der Schwelle und eine Anordnung für Winkelverbinder und Zuganker. Die monotone Belastung erfolgte ohne Pausen oder Entlastungen mit einer Geschwindigkeit von 0,05 mm/s. Bei den zyklischen Versuchen

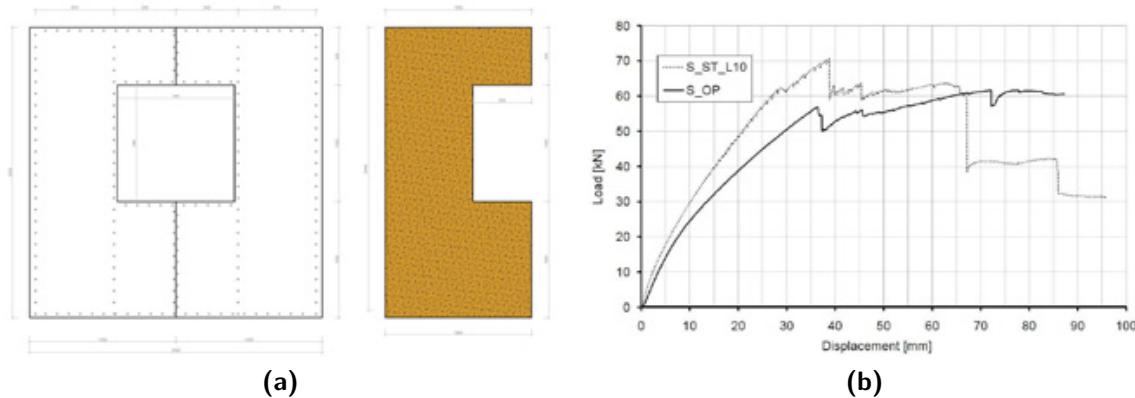
nach [DIN EN 12512] wurde die Verformungsgeschwindigkeit während des Versuchs gesteigert: Bei den ersten fünf Zyklen betrug diese 0,05 mm/s, danach bis zum Erreichen des Fließpunktes 0,1 mm/s. Die Beanspruchungen im vorwiegend plastischen Bereich wurden mit 0,2 mm/s aufgebracht.



**Abbildung 4.28:** Verankerung der Holzrahmenwände; (a) Vorrichtung zur Verankerung der Schwelle, (b) Anordnung der Winkelverbinder und Zuganker, aus [Sar12]

Bei den Wandversuchen konnten u.a. folgende Beobachtungen gemacht werden:

- Die Verankerung der horizontalen Kräfte mit Winkelverbindern zeigte im Vergleich mit den diagonal eingedrehten, selbstbohrenden Schrauben keine wesentlichen Unterschiede. Die Verwendung der kleineren Zuganker „RP“ führte hingegen zu einem Versagen der Verankerung und somit zu einer geringeren Tragfähigkeit des Wandelements.
- Die Versuche an Wandelementen mit OSB-Platten und Rillennägeln erreichten etwa die 1,5-fache Tragfähigkeit der Versuche an Wandelementen mit GFB-Platten und Klammern. Ein Vergleich mit den eigenen Versuchen zeigt, dass die Tragfähigkeiten der GFB-beplankten Wände, unter Berücksichtigung der Unterschiede in den Versuchsaufbauten, vergleichbare Werte erreichen, während die Versuche an OSB-beplankten Wänden hier höhere Tragfähigkeiten erzielen. Dieser Effekt liegt vermutlich an den verwendeten Rillennägeln, die durch den größeren Auszugswiderstand auch höhere Schertragfähigkeiten erreichen können.
- Die Tragfähigkeit des Versuchs mit Öffnung (S\_OP) ist nur ca. 13 % geringer als die des vergleichbaren Versuchs ohne Öffnung (S\_ST\_L10). Die Steifigkeit ist allerdings deutlich geringer und die maximale Tragfähigkeit wird erst bei etwa der doppelten Verformung erreicht (vgl. ca. 80 mm zu ca. 40 mm). Der Versuchsaufbau und die Last-Verformungskurven sind in Abbildung 4.29 dargestellt.
- Die Versuche an den Wandelementen im ausgebauten Zustand zeigen mit 6 % höheren Werten nur eine geringe Steigerung der Tragfähigkeit. Die Steifigkeit der Wände nimmt allerdings um 22 % zu.



**Abbildung 4.29:** Wandelemente mit Öffnungen; (a) Aufbau des Versuchskörpers, (b) Vergleich der Last-Verformungskurve mit Wand ohne Öffnung, aus [Sar12]

## 4.5 Zwischenbilanz

In diesem Kapitel wurde eine Vielzahl an experimentellen Untersuchungen zu Holzrahmenwänden auf unterschiedlichen Ebenen vorgestellt. Neben vollständigen Wandelementen umfasst dies auch solche Bereiche, die für das Gesamttragverhalten von entscheidender Bedeutung sind: Die Verbindungen zwischen Beplankung und Rippen sowie die Verankerung der Wandelemente. Während in den vergangenen Jahrzehnten viele Forschergruppen Versuche an Verbindungsmitteleinheiten und Holzrahmenwänden durchführten, wurden Versuche an Verankerungsdetails bisher erst selten veröffentlicht. Es wurden zwar durchaus unterschiedliche Verankerungssysteme untersucht, allerdings nur an vollständigen Wandelementen, die auf unterschiedliche Art und Weise verankert wurden. Während im deutschsprachigen Raum der Einfluss der Verankerung mit überdimensionalen Ankerlaschen häufig gezielt minimiert wurde, weisen Versuche im Nordamerika und Japan i.d.R. eine praxisnahe Verankerung der Schwelle mithilfe von Bolzen und/oder eine Anordnung von Zugankern auf der Innenseite der Wandelemente auf. Beide Varianten sind hierzulande in der Baupraxis eher unüblich, da durch den hohen Vorfertigungsgrad die Wandelemente i.d.R. „geschlossen“ auf die Baustelle geliefert werden. Eine Anordnung von Zugankern kann somit nur noch „von außen“ erfolgen, so dass eine seitliche Verankerung *durch die Beplankung hindurch* oder mit *Ausschneiden der Beplankungsplatten* zu den üblichen Vorgehensweisen gehört.

Die Versuche an Verbindungsmitteleinheiten zeigen deutlich, dass die verwendeten Materialien einen erheblichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindungen haben. Zwar beschäftigten sich bereits viele Forschungsprojekte mit Verbindungsmitteleinheiten, allerdings sind die möglichen Kombinationen aus Rippen, Beplankungsmaterial und -dicke sowie Verbindungsmittelart, -durchmesser und -länge auch sehr umfangreich. Auch die zugrundegelegten Lastprotokolle haben einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten. Neben den Unterschieden in den verwendeten Materialien gibt es auch z.Tl. erheblich voneinander abweichende Versuchsaufbauten. Dies umfasst einfache Scherfugen, bei denen ein Holzbalken und eine Beplankungslas-

sche miteinander verbunden werden, symmetrische Versuchsaufbauten, bei denen an einem Holzbalken auf beiden Seiten je eine Beplankungslasche angebracht ist sowie doppelt symmetrische Querschnitte, bei denen zwei Beplankungslaschen auf beiden Seiten mit je einem Holzbalken verbunden sind. Allgemein bescheinigen sowohl die Untersuchungen an monotonen als auch an zyklischen Versuchen diesen Verbindungen ein ausgeprägtes duktile Verhalten, was insbesondere unter Erdbebenbeanspruchungen von entscheidendem Vorteil ist.

Bei den experimentellen Untersuchungen an Holzrahmenwänden sind die möglichen Variationen der Randbedingungen besonders vielfältig. Neben den bereits genannten Parametern wie Materialien, Lastprotokollen und Verankerungen, zählen dazu auch unterschiedliche Wandgeometrien, mögliche Öffnungen sowie eine zusätzliche Auflast in unterschiedlicher Intensität.

Wenn das Trag- und Verformungsverhalten unter Erdbebenbeanspruchungen untersucht werden soll, zeigt sich eine weitere Hürde bei dem Vergleich von Versuchsergebnissen: Nicht nur die Randbedingungen bei dem Versuchsaufbau und den Lastprotokollen sind hier vielfältig, auch die Methoden bei der Auswertung von Versuchsergebnissen weichen teils stark voneinander ab. Dies umfasst in erster Linie die Ermittlung der Duktilität, bei der verschiedene Auswertungsverfahren teilweise zu erheblichen Unterschieden in den Duktilitätswerten kommen. Auch die Ermittlung der dissipierten Energie und der äquivalenten viskosen Dämpfung ist, je nach verwendetem Lastprotokoll und berücksichtigten Zyklen, sehr uneinheitlich.

Von großer Relevanz sind bei den Holzrahmenwänden auch die Beanspruchungen in den einzelnen Bauteilen. In der Bemessung nach [DIN EN 1995-1-1] unter Berücksichtigung des deutschen nationalen Anhangs [DIN EN 1995-1-1/NA] werden diese auf Basis des Schubfeldmodells ermittelt. Bisher existieren nur Vergleiche mit FE-Berechnungen zur Validierung dieser Methode. Eine Erfassung der lokalen Verformungen anhand von Bauteilversuchen erfolgte bisher, wenn überhaupt, nur in sehr begrenztem Maße.

Alle diese Argumente zeigen, dass eine Vergleichbarkeit von Versuchsergebnissen nur sehr eingeschränkt möglich ist. Daher wurden im Rahmen des Forschungsprojektes *Optimberquake* eigene Versuchsreihen zu Verbindungsmittelleinheiten, Verankerungsdetails und Holzrahmenwänden entwickelt und durchgeführt. Diese Versuche werden in den Kapiteln 7 und 8 verwendet, um das entwickelte FE-Modell zu validieren. Außerdem wurden die Versuche an Holzrahmenwänden dafür genutzt, die lokalen Verformungen in den einzelnen Bauteilen zu erfassen und mit den entsprechenden Verformungen im FE-Modell zu vergleichen.



# 5 Versuchsprogramm Optimberquake

Aufgrund der in Abschnitt 4.5 dargelegten Gründe wurde ein eigenes Versuchsprogramm entwickelt, mit welchem das Trag- und Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden unter im mitteleuropäischen Raum üblichen Rahmenbedingungen analysiert werden kann. Dies umfasst zum einen baupraktisch übliche Größen und Abmessungen der einzelnen Komponenten und zum anderen für den Holzrahmenbau typische Verankerungselemente. Neben großformatigen Versuchen an vollständigen Wandelementen wurden auch die Verbindungen zwischen den Rippen und der Beplanung sowie die Verankerungssituationen näher untersucht. Das Versuchsprogramm war Teil des Forschungsprojektes *Optimberquake*, bei welchem ein besonderer Schwerpunkt auf das Tragverhalten unter Erdbebenbeanspruchungen gelegt wurde. Für eine Auswertung hinsichtlich erdbebenrelevanter Gesichtspunkte (Duktilität, Energiedissipation) sowie einer detaillierten Dokumentation aller Einzelversuche sei auf die jeweiligen Versuchsberichte verwiesen ([Sei12a], [Sei12b] und [Sei12c]). Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen wurden außerdem von *Vogt et al.* [Vog12a], [Vog12b], [Sch13], [Vog14a], [Vog14b] und [Sei14] veröffentlicht.

Für diese Arbeit werden nur die Einhüllenden der Hysteresen benötigt. Diese entsprechen in ihrer Form annähernd den Last-Verformungskurven von statischen bzw. monotonen Versuchen, unterscheiden sich allerdings z.Tl. hinsichtlich der Bruchverformung und der maximalen Tragfähigkeit. Durch das Heranziehen der Einhüllenden aus zyklischen Versuchen kann in Kapitel 7 direkt untersucht werden, ob mithilfe der rechnerischen Modellierung auch das einhüllende Trag- und Verformungsverhalten von zyklischen Beanspruchungen beschrieben werden kann.

## 5.1 Werkstoffe

Für die Versuchskörper wurden folgende Werkstoffe verwendet:

- Konstruktionsvollholz (KVH) der Festigkeitsklasse C24 für die Rippen,
- OSB/3-Platten bzw. GFB-Platten vom Typ Fermacell für die Beplankung mit Dicken von jeweils 10 mm und 18 mm,
- glattschaftige Nägel mit Durchmessern von 2,5 mm, 2,8 mm und 3,1 mm und beharzte Klammer mit Durchmessern von 1,53 mm, 1,80 mm und 2,00 mm für die Verbindung zwischen Rippen und Beplankung sowie

- Rillennägel mit einem Durchmesser von 4,0 mm und selbstbohrende Schrauben mit einem Durchmesser von 6,0 mm (Außengewinde) für den Anschluss des Zugankers an die Holzkonstruktion.

Der charakteristische Wert der Zugfestigkeit beträgt für die Nägel 600 N/mm<sup>2</sup> nach [DIN EN 10230-1], die Zugfestigkeit der Klammern nach bauaufsichtlicher Zulassung [Z-908] 900 N/mm<sup>2</sup>. Die charakteristischen Festigkeitswerte des KVH und der Beplankungswerkstoffe sowie die Mittelwerte der Elastizitäts- und Schubmoduln können Tabelle 5.1 entnommen werden. Wichtige Materialparameter wurden in Nebenversuchen bestimmt und in den Versuchsberichten dokumentiert. Die jeweiligen Mittelwerte sind in den Tabellen 5.2 und 5.3 aufgeführt.

	OSB – 10 mm	OSB – 18 mm	GFB	GFB	KVH		
	<sup>*1</sup>	⊥ <sup>*2</sup>	<sup>*1</sup>	⊥ <sup>*2</sup>	10 mm	18 mm	C24
$f_{m,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	9,9	7,2	9,0	6,8	4,3	4,0	24,0
$f_{t,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	9,9	7,2	9,0	6,8	2,5	2,3	14,0
$f_{c,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	15,9	12,9	14,8	12,4	8,5	8,5	21,0
$f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	6,8	6,8	6,8	6,8	3,7	3,4	2,5
$E_{mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.800	3.000	3.800	3.000	3.800	3.800	11.000
$G_{mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.080	1.080	1.080	1.080	1.600	1.600	690
$\rho_k$ [kg/m <sup>3</sup> ]	550	550	550	550	1.150	1.150	350

\*<sup>1</sup> parallel zur Hauptspanrichtung, \*<sup>2</sup> rechtwinklig zur Hauptspanrichtung

**Tabelle 5.1:** Materialparameter für Beplankung unter Scheibenbeanspruchung aus [DIN EN 12369-1] bzw. [ETA06] und KVH nach [DIN EN 338]

Werkstoff	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\omega$ [%]	$E_{c,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
KVH, C24	413	9,2	12.168	40,3
OSB/3 – 10 mm	583	6,9	-	-
OSB/3 – 18 mm	581	6,8	-	-
	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$F_{ax,45}^*$ [kN]	$F_{ax,50}^*$ [kN]	$F_{ax,55}^*$ [kN]
Nägel – 2,5 mm	951	-	-	-
Nägel – 2,8 mm	853	0,43	-	0,56
Nägel – 3,1 mm	919	-	-	-
Klammern – 1,53 mm	994	1,16	-	-
Klammern – 1,80 mm	943	-	-	-
Klammern – 2,0 mm	1.025	-	-	-
Rillennägel – 4,0 mm	763	-	2,86	-

\* Auszugsfestigkeit bei 45 mm, 50 mm bzw. 55 mm Einschlagtiefe

**Tabelle 5.2:** Mittelwerte der Materialparameter (Verbindungsmitteleinheiten und Verankerrungsdetails)

Wand Nr.	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\omega$ [%]	Wand Nr.	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\omega$ [%]
WL-1.1	343	8,8	WL-3.3	366	9,2
WL-1.2	433	9,4	WL-3.4	451	8,8
WL-1.3	379	9,5	WL-4.1	326	9,4
WL-1.4	439	9,9	WL-4.2	427	10,3
WL-2.1	–	–	WL-4.3	392	10,1
WL-2.2	393	9,3	WL-4.4	411	8,8
WL-2.3	416	9,1	WL-5.1	333	9,3
WL-2.4	431	8,7	WL-5.2	449	9,1
WL-3.1	365	9,7	WL-5.3	323	9,0
WL-3.2	373	9,2	WL-5.4	374	9,4

**Tabelle 5.3:** Mittelwerte der Materialparameter des KVH der Wandelemente

## 5.2 Lastprotokolle

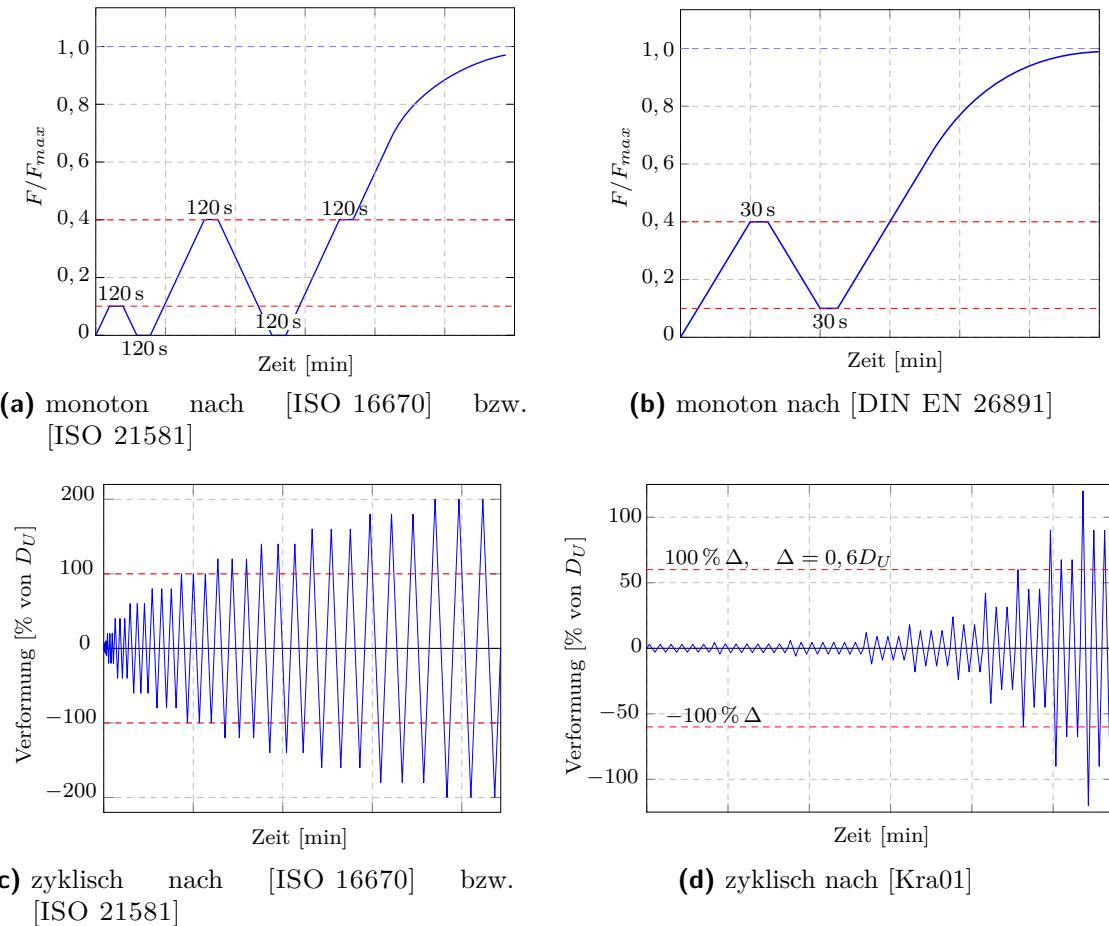
Bei den Versuchen wurden unterschiedliche monotone und zyklische Lastprotokolle verwendet:

1. Verbindungsmitteleinheiten: monoton in Anlehnung an [ISO 16670] sowie zyklisch nach [ISO 16670] und CUREE (Basic Loading History) [Kra01]
2. Verankerungsdetails: monoton nach [DIN EN 26891] und zyklisch nach [ISO 16670] (in Druckrichtung kraftgesteuert)
3. Holzrahmenwände: monoton nach [ISO 21581] sowie zyklisch nach [ISO 21581] und CUREE (Basic Loading History) [Kra01]

Das monotone Lastprotokoll aus [ISO 16670] bzw. [ISO 21581] (vgl. Abb. 5.1a) zeichnet sich durch eine Erstbelastung bis 10 % der erwarteten Maximallast  $F_{max}$  aus, gefolgt von einer Entlastung und einer Zweitbelastung bis 0,4  $F_{max}$ . Nach einer weiteren Entlastung folgt eine erneute Belastung bis 0,4  $F_{max}$ . Nach einem kurzen Halten der Last erfolgt dann die Belastung bis zum Versagen. Bei den Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten wurde auf den Verformungsschritt bei 10 % der erwarteten Maximallast  $F_{max}$  verzichtet, da dieser bereits in der ersten Sekunde des Versuchs erreicht und mit der verwendeten Versuchstechnik nicht effektiv abgepasst werden konnte. Das monotone Lastprotokoll aus [DIN EN 26891] (vgl. Abb. 5.1b) unterscheidet sich dahingehend, dass die Erstbelastung bis 30 % der erwarteten Maximallast  $F_{max}$  aufgebracht wird, gefolgt von einer Entlastung auf 0,1  $F_{max}$ . Nach einem kurzen Halten der Last erfolgt dann die Belastung bis zum Versagen.

Abbildung 5.1c zeigt das zyklische Lastprotokoll aus [ISO 16670] bzw. [ISO 21581]. Dieses wird anhand der Bruchverformung  $D_u$  bei monotonen Versuchen kalibriert. Die Bruchverformung ist definiert als die Verformung, bei der nach Erreichen der Maximallast  $F_{max}$  die Last wieder abfällt und 0,8  $F_{max}$  beträgt. Das Lastprotokoll startet mit fünf einzelnen Zyklen, bei denen die Verformung jeweils gesteigert wird. Die weiteren Verformungsschritte bestehen aus jeweils drei Zyklen mit gleicher Amplitude. Da bei den Versuchen an Wandelementen nicht für jede Wandkonfiguration ein monotoner Versuch durchgeführt wurde und um eine gute Vergleichbarkeit der Versuche untereinander zu erzielen, wurde für die Kalibrierung grundsätzlich eine Bruchverformung  $D_u$  von 60 mm angenommen. Als weiteres zyklisches Lastprotokoll kam das Lastprotokoll nach CUREE (Basic Loading History) [Kra01] zur Anwendung (vgl. Abb. 5.1d). Dieses unterscheidet sich im Wesentlichen durch eine große Anzahl von sehr kleinen Zyklen zu Beginn, gefolgt von einem überproportionalen Anstieg der Amplituden. Außerdem erfolgt die Beanspruchung frequenzabhängig, d.h. die Belastungsgeschwindigkeit zu Beginn ist sehr klein und steigt sich mit zunehmenden Verformungsamplituden.

Die Verformungsgeschwindigkeiten und -frequenzen bei den verschiedenen Versuchsaufbauten sind in Tabelle 5.4 aufgeführt. Die angegebenen Frequenzen bei Verwendung des



**Abbildung 5.1:** In den experimentellen Untersuchungen verwendete Lastprotokolle

zyklischen Lastprotokolls nach CUREE führten bei den Wandversuchen zu Geschwindigkeiten zwischen 0,1 mm/s und 10,0 mm/s und bei den Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten zwischen 0,1 mm/s und 4,0 mm/s. Die maximale Geschwindigkeit von 4,0 mm/s resultiert aus der auf diesen Wert begrenzten Verformungsgeschwindigkeit der Prüfmaschine. Abweichend von den Angaben in der Tabelle wurde Wandversuch WL-1.2 (ISO 21581) mit einer Geschwindigkeit von 0,2 mm/s belastet.

Art der Versuche	monoton	zyklisch	
		ISO	CUREE
Verbindungsmitteleinheiten	0,2 mm/s	0,2 mm/s	0,05 Hz
Verankerungsdetails	0,1 mm/s	1,0 mm/s	-
Holzrahmenwände	1,0 mm/s	1,0 mm/s	0,025 Hz

**Tabelle 5.4:** Verformungsgeschwindigkeiten und -frequenzen der verschiedenen Versuchsaufbauten

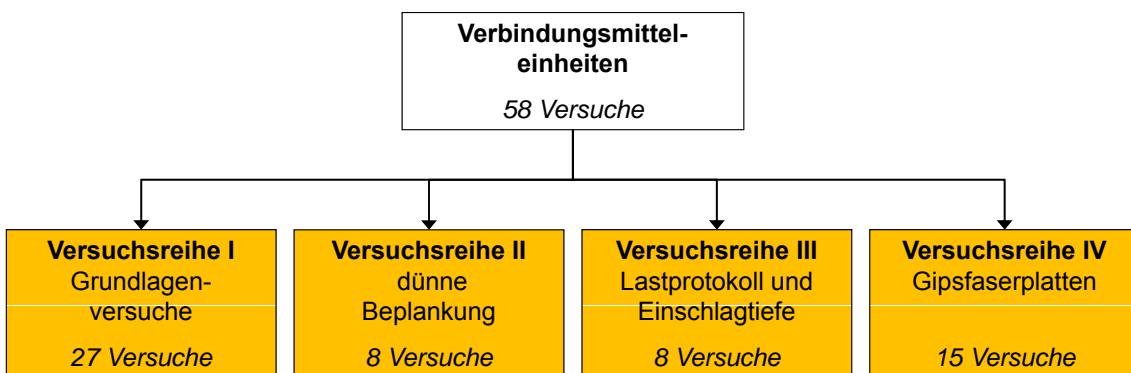
## 5.3 Verbindungsmitteleinheiten

### 5.3.1 Versuchsprogramm

Mit den Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten wurde der Einfluss folgender Parameter auf das Last-Verformungsverhalten untersucht:

- Art, Durchmesser und Länge der Verbindungsmitte,
- Material und Dicke der Beplankung sowie
- das Lastprotokoll.

Es wurde ein Versuchsprogramm mit vier Versuchsreihen entwickelt (vgl. Abb. 5.2). In Versuchsreihe I wurde das grundsätzliche Last-Verformungsverhalten von Verbindungen mit Verbindungsmitteleinheiten unterschiedlicher Art und Durchmesser ermittelt. In Versuchsreihe II wurde die Dicke der verwendeten OSB-Platten auf 10 mm reduziert, während in Versuchsreihe III die Länge der Verbindungsmitte reduziert und das Lastprotokoll variiert wurde. Versuchsreihe IV verwendete GFB-Platten anstelle von OSB-Platten für die Beplankung. Tabelle 5.5 zeigt einen Überblick über die Versuchsreihen mit insgesamt 58 Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten.



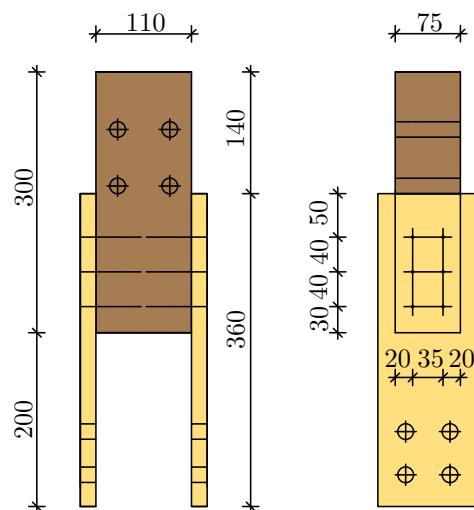
**Abbildung 5.2:** Überblick über das Versuchsprogramm an Verbindungsmitteleinheiten

Versuch	Belastung	Beplankung	Verbindungsmitte [mm]
na3.1-o18-m-1	mono	OSB – 18 mm	2 × 4 Nägel, 3,1-65
na3.1-o18-c-1..3	ISO		
na2.8-o18-m-1..4	mono	OSB – 18 mm	2 × 6 Nägel, 2,8-65
na2.8-o18-c-1..3	ISO		
na2.5-o18-m-1	mono	OSB – 18 mm	2 × 6 Nägel, 2,5-60
na2.5-o18-c-1..3	ISO		
st2.0-o18-m-1	mono	OSB – 18 mm	2 × 4 Klammern, 2,00-65
st2.0-o18-c-1..3	ISO		
st1.8-o18-m-1	mono	OSB – 18 mm	2 × 4 Klammern, 1,80-55
st1.8-o18-c-1..3	ISO		
st1.53-o18-m-1	mono	OSB – 18 mm	2 × 6 Klammern, 1,53-55
st1.53-o18-c-1..3	ISO		
na2.8-o10-m-1	mono	OSB – 10 mm	2 × 6 Nägel, 2,8-65
na2.8-o10-c-1..3	ISO		
st1.53-o10-m-1	mono	OSB – 10 mm	2 × 6 Klammern, 1,53-55
st1.53-o10-c-1..3	ISO		
st1.53-o18-sl-c-1..3	ISO	OSB – 18 mm	2 × 6 Klammern, 1,53-35
na2.8-o18-sl-c-1..3	ISO	OSB – 18 mm	2 × 6 Nägel, 2,8-60
na2.8-o18-c-cre-1..2	CUREE	OSB – 18 mm	2 × 6 Nägel, 2,8-65
na2.8-g18-m-1	mono	GFB – 18 mm	2 × 2 Nägel, 2,8-65
na2.8-g18-c-1..3	ISO		
st1.53-g18-m-1	mono	GFB – 18 mm	2 × 2 Klammern, 1,53-55
st1.53-g18-c-1..3	ISO		
st1.53-g10-m-1	mono	GFB – 10 mm	2 × 2 Klammern, 1,53-55
st1.53-g10-c-1..3	ISO		
st1.53-g18-c-cre-1..3	CUREE	GFB – 18 mm	2 × 2 Klammern, 1,53-55

**Tabelle 5.5:** Versuchsprogramm für Verbindungsmitteleinheiten

### 5.3.2 Versuchsaufbau

Der Aufbau der Versuchskörper kann den Abbildungen 5.3 und 5.4 entnommen werden. Die Abmessungen der Holzelemente betragen  $110 \text{ mm} \times 75 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ , die Abmessungen der OSB-Platten  $115 \text{ mm} \times 360 \text{ mm}$  und die der GFB-Platten  $200 \text{ mm} \times 360 \text{ mm}$ . Die Verbindung wurde über Nägel oder Klammern hergestellt. Die Versuchskörper wurden mithilfe von Stahlplatten und Schrauben mit dem Versuchsräumen verbunden. Die verwendete Prüfmaschine mit der Bezeichnung „Dynamess“ der Firma Instron verfügte über eine maximale Belastungskraft von 500 kN.



**Abbildung 5.3:** Aufbau der Versuchskörper mit OSB-Platten



**Abbildung 5.4:** Versuchskörper im Versuchsräumen

### 5.3.3 Ergebnisse

In Tabelle 5.6 sind die Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen an Verbindungsmitteleinheiten aufgeführt. Dies umfasst neben der erreichten Maximalkraft  $F_{max}$  auch die Anfangssteifigkeit  $K_{ISO}$  nach [ISO 16670] und die Steifigkeit  $K_{K\&Y}$  der ersten Geraden der bilinearen Lastverformungskurve nach *Kobayashi & Yasumura* [Kob11]. Die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Steifigkeiten nach beiden Verfahren wurde in Abschnitt 4.1.2 erläutert.

Versuch	$K_{ISO}$	$K_{K\&Y}$	$F_{max}$	Versuch	$K_{ISO}$	$K_{K\&Y}$	$F_{max}$
	[kN/mm]		[kN]		[kN/mm]		[kN]
na3.1-o18-m-1	9,0	4,5	10,9	na2.8-o10-c-2	11,8	9,4	12,7
na3.1-o18-c-1	9,9	8,1	11,8	na2.8-o10-c-3	3,6	3,5	13,0
na3.1-o18-c-2	9,1	6,5	10,6	st1.53-o10-m-1	6,2	4,0	12,0
na3.1-o18-c-3	7,3	4,4	13,8	st1.53-o10-c-1	4,5	3,6	12,0
na2.8-o18-m-1	14,4	10,7	13,3	st1.53-o10-c-2	4,5	3,7	13,1
na2.8-o18-m-2	15,8	17,0	12,9	st1.53-o10-c-3	7,1	6,5	13,7
na2.8-o18-m-3	13,6	10,7	12,4	st1.53-o18-sl-c-1	9,0	10,0	9,3
na2.8-o18-m-4	15,5	11,4	12,7	st1.53-o18-sl-c-2	8,2	7,3	8,5
na2.8-o18-c-1	12,2	9,4	14,2	st1.53-o18-sl-c-3	8,2	9,3	8,8
na2.8-o18-c-2	11,8	10,1	14,0	na2.8-o18-sl-c-1	11,9	9,4	14,7
na2.8-o18-c-3	12,6	10,4	13,9	na2.8-o18-sl-c-2	10,9	10,1	12,4
na2.5-o18-m-1	9,4	7,9	9,7	na2.8-o18-sl-c-3	11,5	10,8	13,7
na2.5-o18-c-1	9,5	8,1	11,2	na2.8-o18-c-cre-1	10,3	9,3	12,3
na2.5-o18-c-2	6,4	5,3	11,4	na2.8-o18-c-cre-2	9,5	9,4	13,2
na2.5-o18-c-3	8,6	9,1	10,4	na2.8-g18-m-1	17,5	10,2	6,1
st2.0-o18-m-1	3,7	4,2	12,7	na2.8-g18-c-1	5,4	4,5	6,4
st2.0-o18-c-1	6,9	5,2	11,5	na2.8-g18-c-2	4,6	4,1	6,4
st2.0-o18-c-2	5,5	5,5	10,6	na2.8-g18-c-3	4,4	3,6	6,9
st2.0-o18-c-3	6,3	5,0	11,0	st1.53-g18-m-1	1,3	1,3	4,9
st1.8-o18-m-1	4,8	5,6	10,7	st1.53-g18-c-1	0,9	1,8	5,3
st1.8-o18-c-1	2,6	2,2	9,6	st1.53-g18-c-2	1,4	1,3	4,3
st1.8-o18-c-2	5,5	5,3	10,0	st1.53-g18-c-3	1,5	1,5	6,7
st1.8-o18-c-3	4,6	4,1	10,1	st1.53-g10-m-1	3,5	3,9	4,5
st1.53-o18-m-1	4,9	4,6	13,7	st1.53-g10-c-1	4,0	4,3	3,0
st1.53-o18-c-1	4,6	4,4	11,9	st1.53-g10-c-2	1,3	1,2	4,3
st1.53-o18-c-2	6,9	6,5	13,7	st1.53-g10-c-3	3,1	3,3	4,2
st1.53-o18-c-3	5,6	4,1	12,6	st1.53-g18-c-cre-1	3,0	2,2	5,4
na2.8-o10-m-1	13,1	10,7	13,8	st1.53-g18-c-cre-2	1,7	1,6	5,9
na2.8-o10-c-1	14,4	13,1	13,0	st1.53-g18-c-cre-3	3,0	2,7	6,3

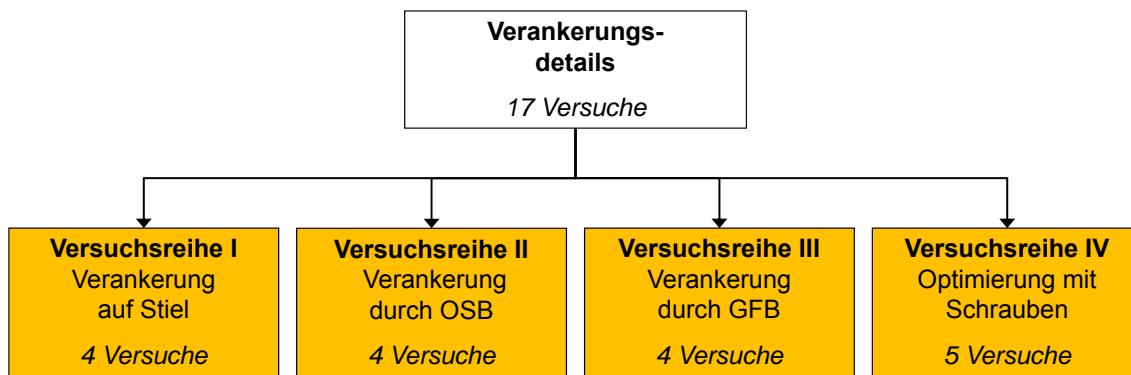
**Tabelle 5.6:** Ergebnisse der Versuche an Verbindungsmitteleinheiten

## 5.4 Verankerungsdetails

### 5.4.1 Versuchsprogramm

Mit den Versuchen an Verankerungsdetails wurde der Einfluss von zwei verschiedenen Befestigungsvarianten der Zuganker auf das Last-Verformungsverhalten untersucht: Zuerst erfolgte die Befestigung des Zugankers direkt auf dem Stiel, später wurde der Zuganker auf einer OSB- bzw. GFB-Platte angebracht, so dass die Verbindungsmitte durch die Beplankung hindurch in die Stiele eingebracht wurden.

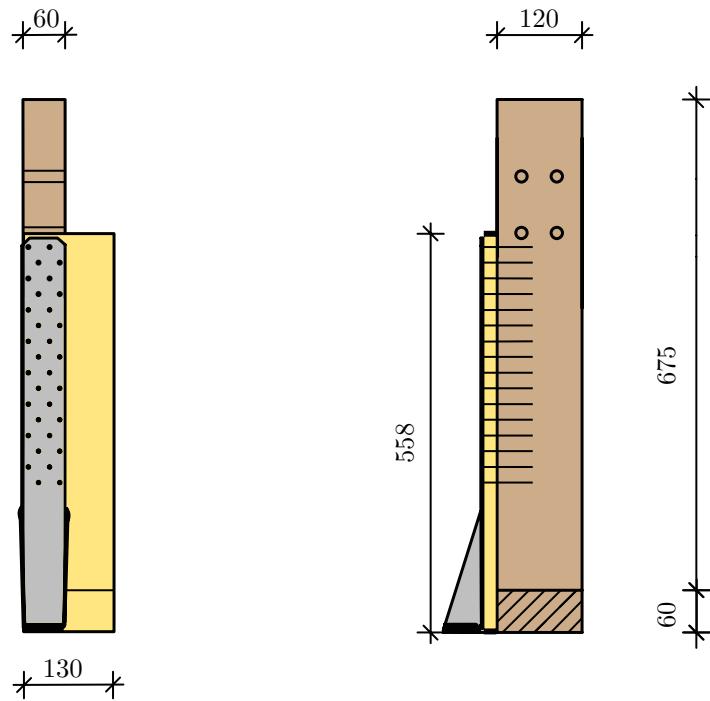
Es wurde ein Versuchsprogramm mit vier Versuchsreihen entwickelt (vgl. Abb. 5.5). In Versuchsreihe I wurde die Verankerung direkt auf dem Stiel untersucht. In Versuchsreihe II und III erfolgte die Verbindung durch eine OSB- bzw. GFB-Beplankung hindurch. Aufgrund der in den ersten drei Versuchsreihen erkannten Notwendigkeit einer Querzugverstärkung der Stiele, wurde in Versuchsreihe IV eine Optimierung der Verbindung zwischen Zugankern und Stielen mithilfe von selbstbohrende Schrauben anstelle der üblichen Kammnägel durchgeführt. Tabelle 5.7 zeigt einen Überblick über die Versuchsreihen mit insgesamt 17 Versuchen an Verankerungsdetails.



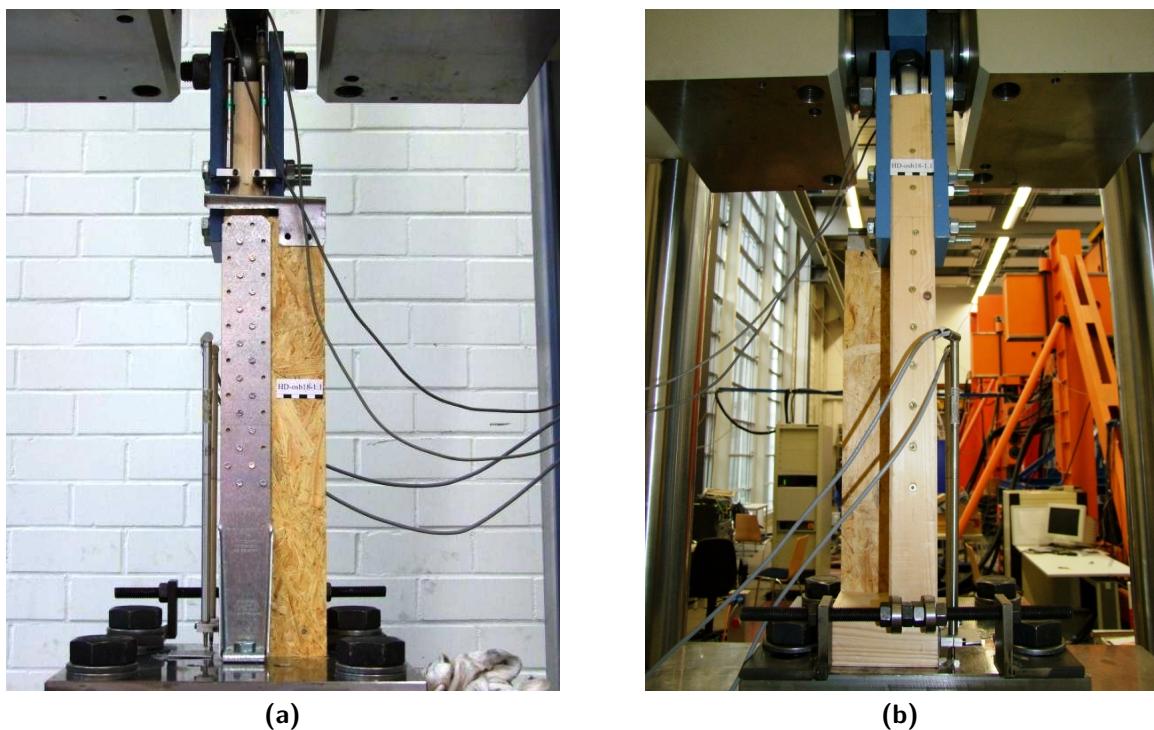
**Abbildung 5.5:** Überblick über das Versuchsprogramm an Verankerungsdetails

### 5.4.2 Versuchsaufbau

Der Aufbau der Versuchskörper ist in Abbildung 5.6 dargestellt. Der Querschnitt der Stiele und der Schwelle betrug  $120 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ , die Abmessungen der Beplankung  $558 \text{ mm} \times 130 \text{ mm}$  bei einer Dicke von 18 mm. Die Verbindung zwischen der Beplankung und dem Stiel bzw. der Schwelle wurde durch Nägel (2,8 - 65 mm bei OSB) oder Klammern (1,53 - 55 mm bei GFB) im Abstand von 75 mm hergestellt. Die Befestigung der Zuganker vom Typ HTT22 (Simpson StrongTie) erfolgte über Kammnägel (CNA 4,0 - 60 mm, Simpson StrongTie) oder selbstbohrende Schrauben (6,0 - 140 mm, Würth). Die Versuchskörper wurden mithilfe von Stahlplatten und Schrauben mit dem Versuchsrahmen verbunden. Als Prüfmaschine diente eine „RBO 2000“ der Firma Instron mit einer maximalen Belastungskraft von 1600 kN.



**Abbildung 5.6:** Aufbau der Versuchskörper (Variante ohne Querzugverstärkung)



**Abbildung 5.7:** Versuchskörper im Versuchsrahmen; (a) Vorderseite, (b) Rückseite

Versuch	Belastung	Beplankung	Verankerung [mm]
HD-sct-1.1	monoton	-	17 Kammnägel, 4,0 × 60 mm
HD-sct-1.2..4	ISO		
HD-osb18-1.1	monoton	OSB – 18 mm	17 Kammnägel, 4,0 × 60 mm
HD-osb18-1.2..4	ISO		
HD-gfb18-1.1	monoton	GFB – 18 mm	17 Kammnägel, 4,0 × 60 mm
HD-gfb18-1.2..4	ISO		
HD-osb18-sc-1.2..3	ISO	OSB – 18 mm	16 Schrauben, 6,0 × 140 mm
HD-gfb18-sc-1.1	monoton	GFB – 18 mm	17 Kammnägel, 4,0 × 75 mm*
HD-gfb18-sc-1.2..3	ISO		

\*Bei Versuch HD-gfb-sc-1.3 Befestigung mit 13 Kammnägeln und 3 Schrauben.

**Tabelle 5.7:** Versuchsprogramm für Verankerungsdetails

### 5.4.3 Ergebnisse

Tabelle 5.8 enthält eine Übersicht der Ergebnisse aus den Versuchen an Verankerungsdetails. Diese umfasst, neben der erreichten Maximalkraft  $F_{max}$ , auch die Anfangssteifigkeit  $K_{t,ISO}$  nach [ISO 16670] und die Steifigkeit  $K_{t,K\&Y}$  der ersten Geraden der bilinearen Lastverformungskurve nach Kobayashi & Yasumura [Kob11] für die Zugrichtung sowie die Anfangssteifigkeit  $K_{c,ISO}$  nach [ISO 16670] für die Druckrichtung. Die statistische Streuung der Werte für die Anfangssteifigkeit  $K_{c,ISO}$  ist bei den Versuchen mit Verankerung durch eine Beplankung besonders hoch. Dies kann u.a. darauf zurückgeführt werden, dass bei diesen Versuchen die Beplankung teilweise frühzeitig auf dem unteren Stahlblech auflag, wodurch eine wesentlich höhere Steifigkeit in Druckrichtung mobilisiert werden konnte. Ein weiterer Grund ist, dass die Verformungen in Druckrichtung i.d.R. nicht wesentlich über 2 mm lagen – somit haben kleinere Abweichungen im Versuchsaufbau, wie beispielsweise ein kleiner Abstand zwischen Schwelle und Stahlblech zu Versuchsbeginn, einen erheblichen Einfluss auf die ermittelten Steifigkeiten.

<b>Versuch</b>	<b><math>K_{t,ISO}</math></b> [kN/mm]	<b><math>K_{t,K\&amp;Y}</math></b> [kN/mm]	<b><math>K_{c,ISO}</math></b> [kN/mm]	<b><math>F_{max}</math></b> [kN]
HD-sct-1.1	5,9	6,3	-	55,2
HD-sct-1.2	5,2	4,9	158,0	60,5
HD-sct-1.3	5,8	5,0	183,0	62,4
HD-sct-1.4	7,5	6,7	95,8	54,7
HD-osb18-1.1	3,7	3,8	-	43,6
HD-osb18-1.2	4,5	4,3	79,4	48,8
HD-osb18-1.3	4,1	3,8	231,6	48,6
HD-osb18-1.4	4,4	4,1	65,7	48,9
HD-gfb18-1.1	4,2	4,5	-	45,2
HD-gfb18-1.2	4,6	4,8	145,7	55,5
HD-gfb18-1.3	4,4	4,6	31,2	51,8
HD-gfb18-1.4	4,4	4,6	87,3	52,4
HD-osb18-sc-1.2	6,4	6,0	390,9	52,5
HD-osb18-sc-1.3	6,6	6,1	385,9	48,6
HD-gfb18-sc-1.1	4,4	4,9	-	64,3
HD-gfb18-sc-1.2	5,7	5,9	1.050,0	63,2
HD-gfb18-sc-1.2	3,4	3,6	1.224,0	61,6

**Tabelle 5.8:** Ergebnisse der Versuche an Verankerungsdetails

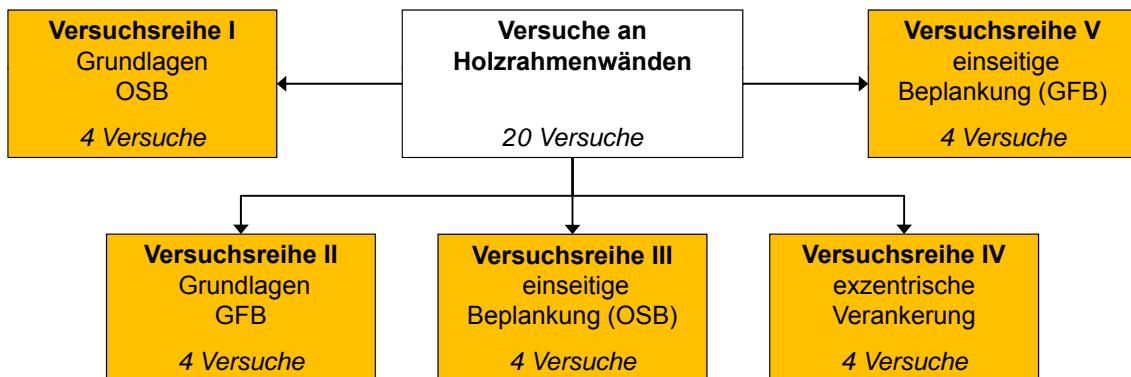
## 5.5 Holzrahmenwände

### 5.5.1 Versuchsprogramm

Mit den Versuchen an Holzrahmenwänden wurde der Einfluss folgender Parameter auf das Last-Verformungsverhalten untersucht:

- Art der Verbindungsmitte,
- Material und Dicke der Beplankung,
- stirnseitige und seitliche Verankerung sowie
- das Lastprotokoll.

Es wurde ein Versuchsprogramm mit fünf Versuchsreihen entwickelt (vgl. Abb. 5.8). In Versuchsreihe I wurde das grundsätzliche Last-Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden mit beidseitiger OSB-Beplankung untersucht. In Versuchsreihe II wurden eine GFB-Beplankung anstelle der OSB-Beplankung verwendet. Versuchsreihe III und V wurden nur einseitig mit OSB- bzw. GFB-Beplankung ausgeführt. Bei Versuchsreihe IV wurde eine seitliche, praxisnahe Verankerungsvariante gewählt. Tabelle 5.9 zeigt einen Überblick über die Versuchsreihen mit insgesamt 20 Versuchen an Holzrahmenwänden.



**Abbildung 5.8:** Überblick über das Versuchsprogramm an Holzrahmenwänden

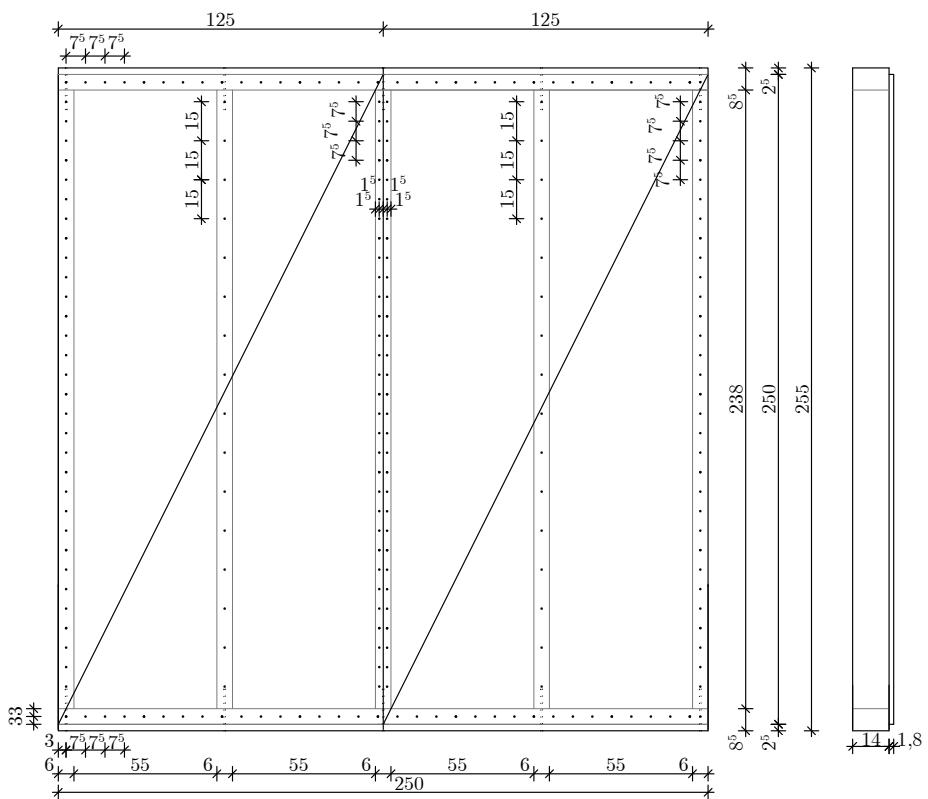
### 5.5.2 Versuchsaufbau

Der Aufbau der Versuchskörper kann den Abbildungen 5.9, 5.10 und 5.11 entnommen werden. Die Verbindung zwischen den Rippen wurde bei den Wandversuchen WL-1.1 bis WL-1.4 über Wellennägel und bei den anderen Versuchen über jeweils zwei selbstbohrende Schrauben ( $2 \times 6,0\text{-}160\text{ mm}$ ) hergestellt.

Die Auflast wurden über zwei Prüfzyylinder der Firma Schenk mit einer maximalen Kraft von 400 kN und einem maximalen Kolbenweg von  $\pm 125\text{ mm}$  aufgebracht. Für die horizontale Belastung diente ebenfalls ein Prüfzyylinder der Firma SCHEK mit einer maximalen Kraft von 400 kN, der maximalen Kolbenweg betrug  $\pm 150\text{ mm}$ . Bei den

Versuch	Belastung	Beplankung	Verbindungsmitte [mm]
WL-1.1	monoton		
WL-1.2	ISO	2 × OSB – 18 mm	Nägel, 2,8-65
WL-1.3	ISO		
WL-1.4	CUREE		
WL-2.1	monoton		
WL-2.2	ISO	2 × GFB – 18 mm	Klammern 1,53-55
WL-2.3	ISO		
WL-2.4	CUREE		
WL-3.1	ISO	1 × OSB – 10 mm	
WL-3.2	CUREE		Nägel, 2,8-65
WL-3.3	ISO	1 × OSB – 18 mm	
WL-3.4	CUREE		
WL-4.1	ISO	2 × OSB – 18 mm	Nägel, 2,8-65
WL-4.2	ISO	2 × GFB – 18 mm	Klammern, 1,53-55
WL-4.3	ISO	1 × OSB – 18 mm	Nägel, 2,8-65
WL-4.4	ISO	1 × GFB – 18 mm	Klammern, 1,53-55
WL-5.1	ISO	1 × GFB – 10 mm	
WL-5.2	CUREE		Klammern 1,53-55
WL-5.3	ISO	1 × GFB – 18 mm	
WL-5.4	CUREE		

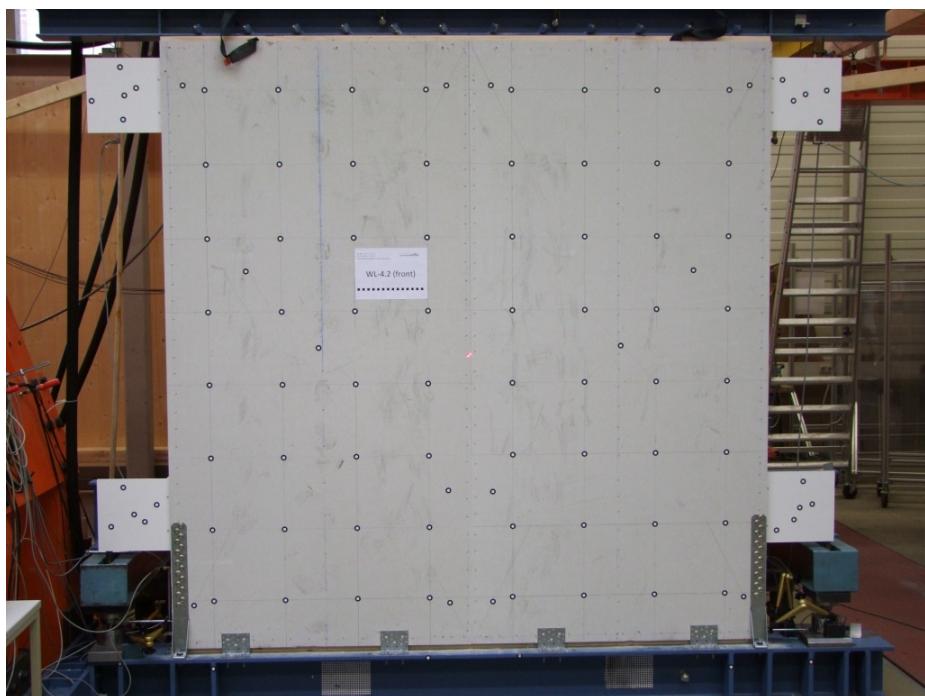
**Tabelle 5.9:** Versuchsprogramm für Holzrahmenwände



**Abbildung 5.9:** Abmessungen der Versuchskörper (Angaben in cm)



**Abbildung 5.10:** Versuchsaufbau bei symmetrischer Verankerung



**Abbildung 5.11:** Versuchsaufbau bei asymmetrischer Verankerung

Versuchen wurde zuerst die Auflast aufgebracht und über die gesamte Versuchsdauer konstant gehalten. Die Horizontallast wurde von dem Prüfzylinder auf einen Stahlträger übertragen (HEB 120), welcher über 24 diagonal verschraubte, selbstbohrende Schrauben ( $\varnothing 8 - 160$  mm) mit dem Rähm verbunden war.

Bei den Versuchen mit symmetrischer Verankerung wurden auf beiden Seiten jeweils zwei Zuganker (HTT22, SIMPSON-StrongTie) stirnseitig an die Stiele genagelt. Die Horizontalverschiebung wurde durch zwei Stahlplatten verhindert, die vor und hinter der Schwelle befestigt wurden. Bei den Wandelementen mit asymmetrischer Verankerung wurde für die Aufnahme der Zugkräfte an beide Randstiele seitlich ein Zuganker angebracht (HTT22, SIMPSON-StrongTie). Für die Aufnahme der Schubkräfte wurden Winkelverbinder (AE116, SIMPSON-StrongTie) verwendet.

### 5.5.3 Ergebnisse

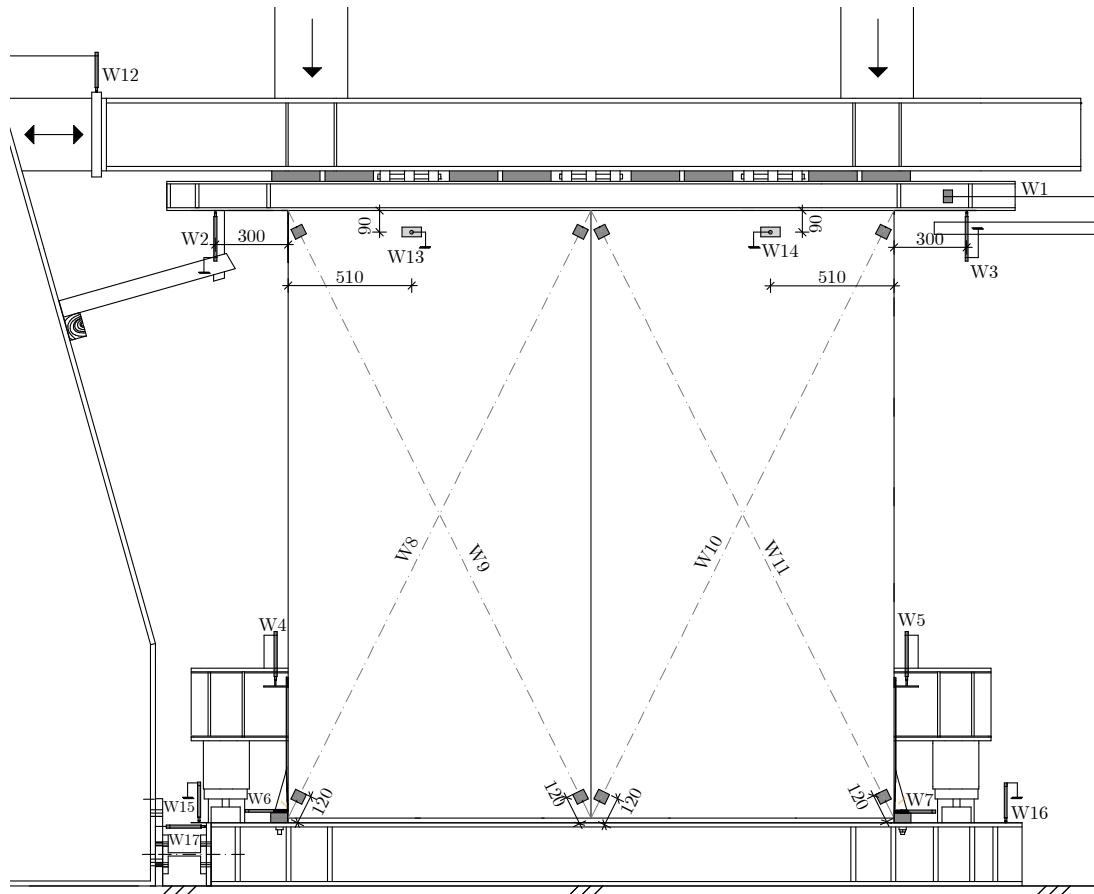
In Tabelle 5.10 sind die Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen an Holzrahmenwänden aufgeführt. Diese umfassen neben der erreichten Maximalkraft  $F_{max}$  auch die Anfangssteifigkeit  $K_{ISO}$  nach [ISO 16670] und die Steifigkeit  $K_{K&Y}$  der ersten Geraden der bilinearen Lastverformungskurve nach *Kobayashi & Yasumura* [Kob11].

Versuch	$K_{ISO}$ [kN/mm]	$K_{K&Y}$	$F_{max}$ [kN]	Versuch	$K_{ISO}$ [kN/mm]	$K_{K&Y}$	$F_{max}$ [kN]
WL-1.1	3,2	2,7	110,5	WL-3.3	2,4	1,6	35,2
WL-1.2	2,4	2,7	78,3	WL-3.4	3,2	1,9	39,6
WL-1.3	2,9	2,7	81,4	WL-4.1	4,1	3,9	59,4
WL-1.4	3,1	3,1	95,5	WL-4.2	3,9	4,0	68,3
WL-2.1	5,2	4,4	76,1	WL-4.3	2,3	2,3	37,1
WL-2.2	3,0	3,2	66,8	WL-4.4	2,7	2,8	40,0
WL-2.3	1,8	2,3	61,2	WL-5.1	1,7	1,8	32,6
WL-2.4	3,3	3,4	84,7	WL-5.2	2,9	3,0	41,3
WL-3.1	2,0	1,8	33,6	WL-5.3	1,8	1,9	41,2
WL-3.2	2,0	2,0	41,1	WL-5.4	2,3	2,0	52,8

**Tabelle 5.10:** Ergebnisse der Versuche an Holzrahmenwänden

### 5.5.4 Messeinrichtung zur Datenerfassung

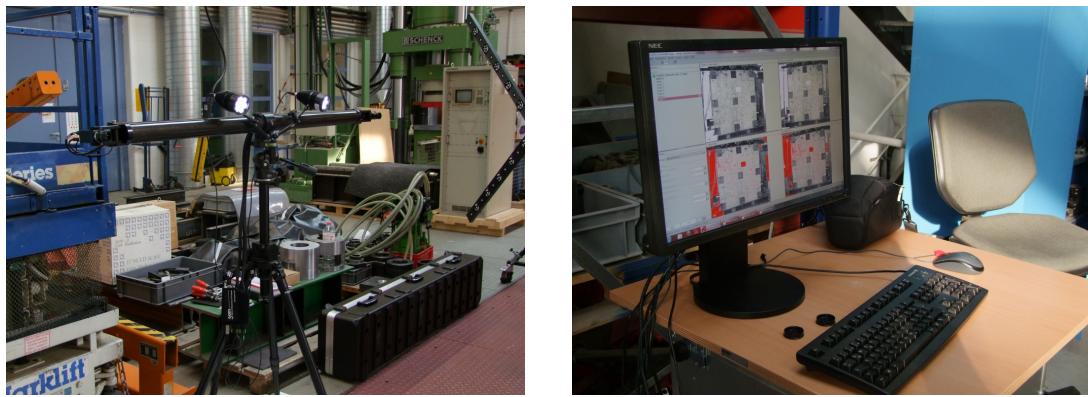
Abbildung 5.12 zeigt die Anordnung der Wegaufnehmer und Seilzugpotentiometer bei den Versuchen an Holzrahmenwänden. Die Messwerte der Sensoren wurden mit einer Frequenz von 2 Hz bei den Versuchen nach ISO-Protokoll und 5 Hz bei den Versuchen nach dem CUREE-Protokoll erfasst.



**Abbildung 5.12:** Anordnung der Messtechnik bei Versuchen an Holzrahmenwänden

Neben der Datenerfassung mit Wegaufnehmern und Seilzugpotentiometern erfolgte auch eine Datenerfassung mithilfe eines optischen Messsystems der Firma GOM (vgl. Abb. 5.13). Hierfür wurden Markierungspunkte auf die Wandelemente aufgebracht (vgl. Abb. 5.11), deren Positionen während des Versuchs von zwei Kameras dreidimensional erfasst wurden. Auf diese Weise konnten in der Auswertung sowohl die absoluten Bewegungen der Messpunkte als auch relative Bewegungen zwischen einzelnen Messpunkten bestimmt werden. Die Messintervalle betrugen 6 s bei den Versuchen mit ISO-Protokoll und 5 s bei den Versuchen mit dem CUREE-Protokoll. Auf diese Weise konnte sichergestellt werden, dass alle Minimal- und Maximalwerte der Zyklen erfasst werden. Neben unterschiedlichen Rastern an Messpunkten, die auf die Beplankung aufgeklebt wurden, erfolgte auch eine Erfassung der Stiele über

seitlich angeschraubte Messplatten sowie der Stahlträger ober- und unterhalb der Wandelemente. Diese Informationen wurden verwendet, um lokale Verformungen an verschiedenen Positionen und an den einzelnen Bauteilen nachvollziehen zu können.



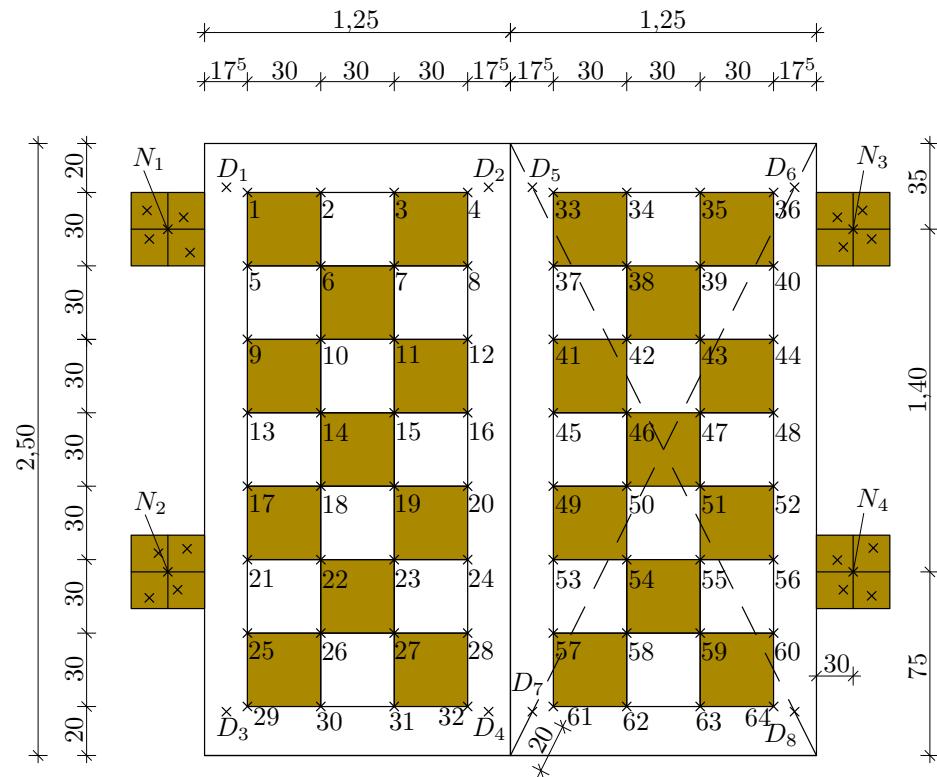
**Abbildung 5.13:** Optische Messeinrichtung

## 5.6 Auswertung der lokalen Verformungen

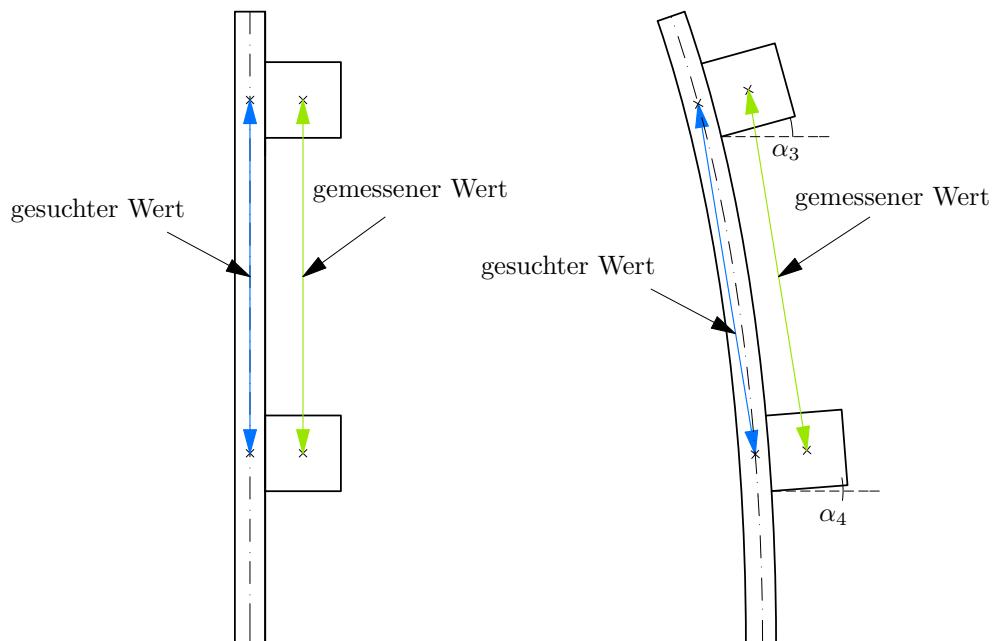
Die Erfassung der lokalen Verformungen erfolgte mithilfe des optischen Messsystems. Abbildung 5.14 zeigt die Anordnung der Messpunkte mit den entsprechenden Bezeichnungen. In den folgenden Abschnitten wird gezeigt, wie aus den Messwerten die einzelnen Verformungsanteile ermittelt wurden.

### 5.6.1 Ermittlung der Dehnungen in den Stielen

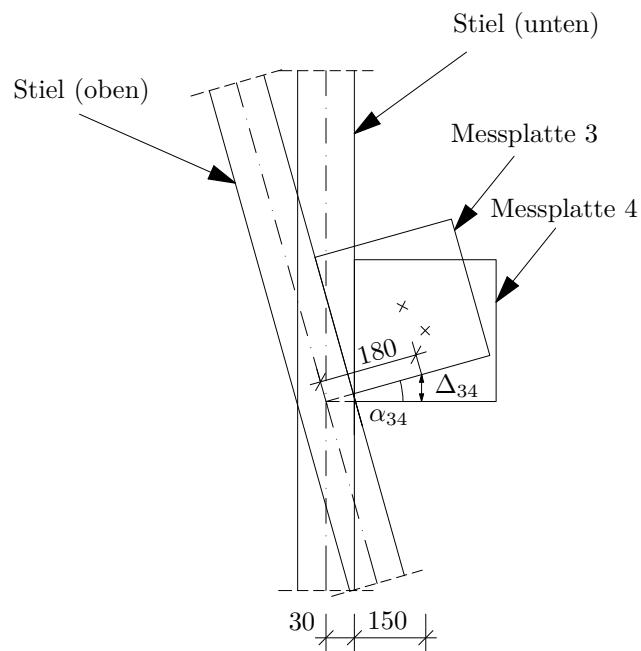
Die Dehnung in den Stielen wurde mithilfe der seitlich aufgeschraubten Messplatten aus den Änderungen der Abstände zwischen den Punkten  $N_1$  und  $N_2$  bzw.  $N_3$  und  $N_4$  erfasst. Da die Stiele in den Versuchen neben einer Druckbeanspruchung auch einer Biegebeanspruchung erfahren, wurde bei den Messungen eine Relativverdrehung zwischen der jeweils oberen und unteren Messplatte beobachtet (vgl. Abb. 5.15). Da die Messung nicht in der Achse der Stiele, sondern in einem Abstand von 180 mm erfolgte, hatte die beschriebene Relativverdrehung einen Einfluss auf die Dehnungsmessung – je nach Verbiegungsrichtung der Stiele wurden die Dehnungen über- oder unterschätzt. Abbildung 5.16 zeigt exemplarisch die Relativverdrehung der Messplatten 3 und 4.



**Abbildung 5.14:** Verwendete Messpunkte zur Auswertung der lokalen Verformungsanteile mithilfe des optischen Messsystems



**Abbildung 5.15:** Relativverdrehung zwischen den Messplatten 3 und 4 aufgrund von Biegung in den Stielen



**Abbildung 5.16:** Ermittlung des Messfehlers aufgrund der Relativverdrehung zwischen den Messplatten 3 und 4

Über die gemessenen Verdrehungswinkel  $\alpha_3$  und  $\alpha_4$  kann der Winkel der Relativverdrehung  $\alpha_{34}$  berechnet werden:

$$\alpha_{34} = \alpha_4 - \alpha_3 \quad (5.1)$$

Aus diesem Winkel und dem Abstand von 180 mm wird nun der Anteil der Längenänderung aus der Relativverdrehung ermittelt:

$$\Delta_{34,Verdrehung} = \sin \alpha_{34} \cdot 180 \text{ mm} \quad (5.2)$$

Analog dazu gilt für die Messplatten 1 und 2:

$$\alpha_{12} = \alpha_2 - \alpha_1 \quad (5.3)$$

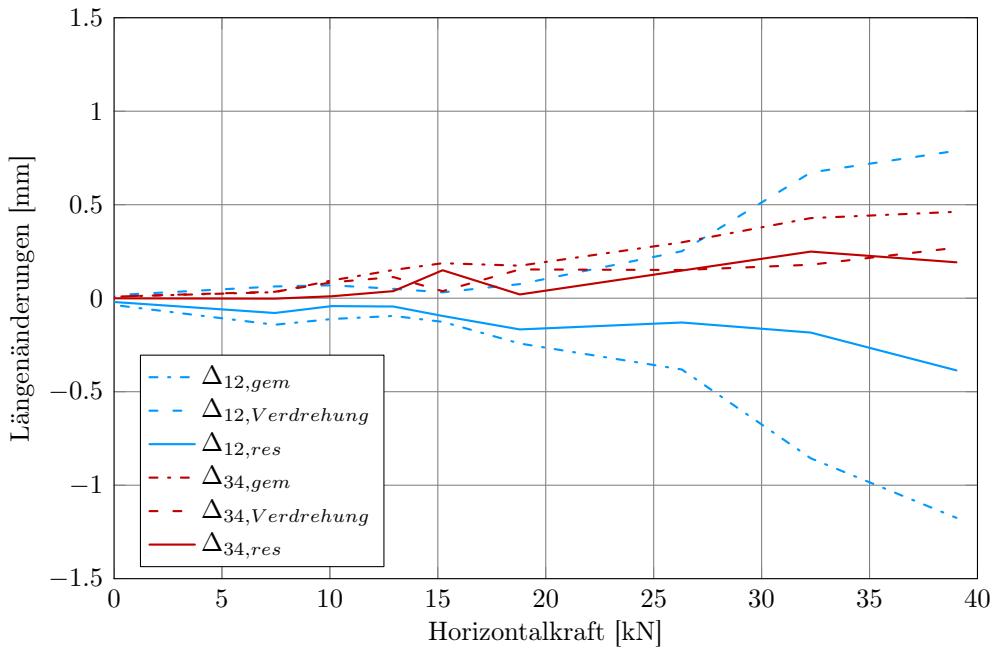
$$\Delta_{12,Verdrehung} = \sin \alpha_{12} \cdot 180 \text{ mm} \quad (5.4)$$

Beim linken Stiel (Messplatten 1 und 2) führt ein positiver Winkel  $\alpha_{12}$  zu einer Überschätzung und ein negativer Winkel  $\alpha_{12}$  zu einer Unterschätzung der Dehnung. Beim rechten Stiel ist dieser Effekt genau umgekehrt. Die resultierenden Längenänderungen aus der Dehnung in Längsrichtung der Stiele ergeben sich somit wie folgt:

$$\Delta_{12,res} = \Delta_{12,gem} - \Delta_{12,Verdrehung} \quad (5.5)$$

$$\Delta_{34,res} = \Delta_{34,gem} + \Delta_{34,Verdrehung} \quad (5.6)$$

Abbildung 5.17 zeigt die gemessenen Änderungen der Abstände  $\Delta_{12,gem}$  und  $\Delta_{34,gem}$  zwischen den Punkten  $N_1$  und  $N_2$  bzw.  $N_3$  und  $N_4$  für die Einhüllende des Wandelements WL-3.4 in Abhängigkeit der aufgebrachten Horizontalkraft. Außerdem sind die Anteile aus der Relativverdrehung der Messplatten  $\Delta_{12,Verdrehung}$  und  $\Delta_{34,Verdrehung}$  sowie die resultierenden Längenänderungen aus der Dehnung  $\Delta_{12,res}$  und  $\Delta_{34,res}$  dargestellt. Zur Veranschaulichung sind nur die Werte entlang der Einhüllenden des zyklischen Versuchs bis zum Erreichen der Maximallast dargestellt. Gut erkennen lässt sich, dass der Anteil aus der Verdrehung mit zunehmender Horizontalkraft stärker ansteigt. Das liegt daran, dass die Verdrehung der Stiele proportional zu der Kopfverformung der Wand ist und die Wand ab ca. 50 % der Maximallast zunehmend plastische Verformungsanteile aufweist. Die resultierende Längenänderung hingegen ist proportional zur Horizontalkraft, so dass hier ein näherungsweise lineares Verhalten zu beobachten ist.



**Abbildung 5.17:** Längenänderungen der äußeren Randstiele entlang der Einhüllenden des Wandversuchs WL-3.4 – gemessene Werte, Anteile aus der Relativverdrehung und resultierende Längenänderungen

## 5.6.2 Ermittlung des Schubwinkels in der Beplankung

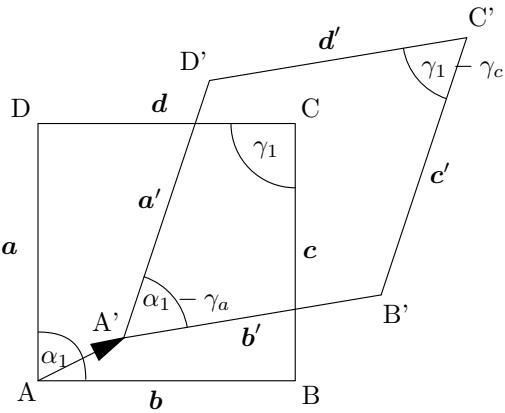
Mithilfe der optischen Messtechnik wurde auch der Schubwinkel  $\gamma$  und die daraus resultierenden Verformungen und Beanspruchungen in der Beplankung ermittelt. Dies erfolgte auf zwei Ebenen: Auf globaler Ebene wurden die Schubwinkel der gesamten Beplankungsplatten über die Eckpunkte  $D_1$  bis  $D_8$  erfasst. Bei einigen Wandelementen kam auch ein Punkteraster zur Anwendung (Punkte 1 bis 64), über welches die Verteilung der Dehnungen in den Beplankungsplatten verfolgt werden konnte.

Die grundsätzliche Vorgehensweise war in beiden Fällen identisch. Aus den Relativbewegungen von jeweils vier Punkten eines Quadrats bzw. Rechtecks wurde der entsprechende Schubwinkel ermittelt (vgl. Abb. 5.18).

Dafür wurden die beiden Vektoren  $\mathbf{a} = \overline{AD} = D - A$  und  $\mathbf{b} = \overline{AB} = B - A$  des Ausgangssystems bestimmt und der Winkel  $\alpha_1$  zwischen beiden gebildet:

$$\cos(\alpha_1) = \frac{\mathbf{a} \cdot \mathbf{b}}{|\mathbf{a}| \cdot |\mathbf{b}|} \quad (5.7)$$

Am verformten System wurde nun für jeden Verformungsschritt die Winkeländerung bestimmt:



**Abbildung 5.18:** Beschreibung und Benennung der Schubverformungen an einem Rechteck

$$\cos(\alpha_1 - \gamma_a) = \frac{\mathbf{a}' \cdot \mathbf{b}'}{|\mathbf{a}'| \cdot |\mathbf{b}'|} \quad (5.8)$$

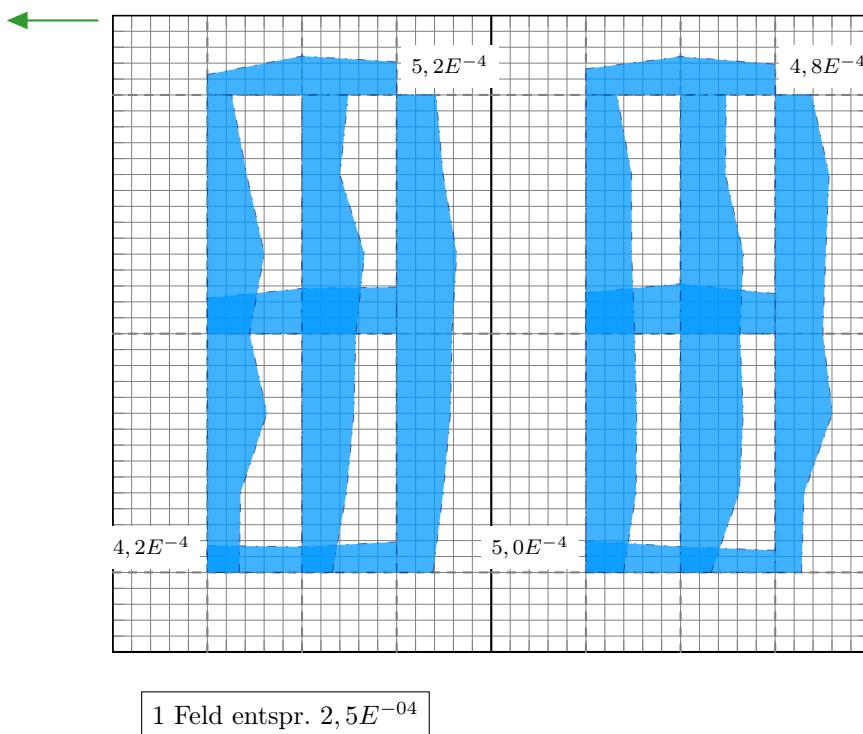
Der Schubwinkel kann nun einfach ermittelt werden:

$$\gamma_a = \alpha_1 - \arccos\left(\frac{\mathbf{a}' \cdot \mathbf{b}'}{|\mathbf{a}'| \cdot |\mathbf{b}'|}\right) \quad (5.9)$$

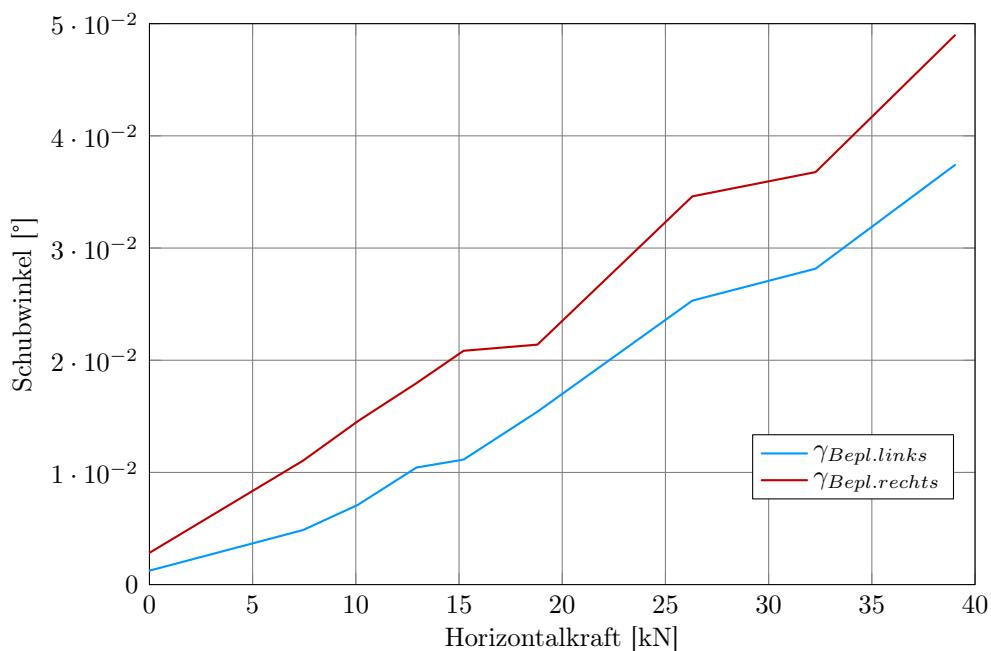
Zur Überprüfung wurde außerdem der Gegenwinkel  $\gamma_1$  und der Schubwinkel  $\gamma_c$  bestimmt. Für die weiteren Berechnungen wurde der Mittelwert aus beiden verwendet:

$$\gamma = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_a + \gamma_c) \quad (5.10)$$

Abbildung 5.19 zeigt exemplarisch den Verlauf des Schubwinkels in der Beplankung für das Wandelement WL-3.4 bei einer aufgebrachten Kopfverformung von 60 mm und einer zugehörigen Horizontalkraft von 39,5 kN. Die gemessenen Einzelwerte sind zur Veranschaulichung linear miteinander verbunden. In Abbildung 5.20 ist der Verlauf des Schubwinkels über die Einhüllende der einzelnen Verformungsschritte in Abhängigkeit der Horizontalkraft dargestellt. Hierfür wurden die äußeren Messpunkte  $D_1$  bis  $D_8$  verwendet. Die Graphen zeigen einen vergleichsweise linearen Verlauf. Dies bestätigt die Erwartung einer weitgehend linear-elastischen Beanspruchung der Beplankung.



**Abbildung 5.19:** Verlauf des Schubwinkels in den beiden Beplankungsplatten für Wandelement WL-3.4 beim Erreichen der Maximallast



**Abbildung 5.20:** Schubwinkel  $\gamma$  in den beiden Beplankungsplatten entlang der Einhüllenden des Wandversuchs WL-3.4

### 5.6.3 Ermittlung der Verformungen der Verbindungsmitte

Die Verformungen der Verbindungsmitte am Wandelement lassen sich grundsätzlich nicht so einfach bestimmen, da im Versuchsverlauf nur die Nagelköpfe von außen sichtbar sind, nicht aber der unverformte Teil des Nagelschafts, hier „Nagelfuß“ genannt. Bei der Auswertung mithilfe des optischen Messsystems wurde daher auf die seitlich aufgeschraubten Messplatten zurückgegriffen, indem über die Abstände der Verbindungsmitte relativ zu den Messplatten die globalen Koordinaten der Nagelfüße ermittelt wurden. In ähnlicher Weise wurden die Positionen der Nagelköpfe über die relativen Abstände zum Mittelpunkt der Beplankungsplatten erfasst. Insgesamt wurden pro Beplankungsplatte acht Verbindungsmitte definiert, deren Kopf- und Fußpositionen im Versuch nachverfolgt wurden (vgl. Abb. 5.21a und 5.21b).

In PONTOS lassen sich die Verschiebungen und Verdrehungen von einzelnen Komponenten ausgeben. Als Komponenten definiert wurden die jeweils rechte und linke Beplankungsplatte sowie die vier aufgeschraubten Messplatten. Die Mittelpunkte der Beplankungsplatten wurde durch die Ermittlung des Schnittpunkts zwischen den Diagonalen  $\overline{D_1D_4}$  und  $\overline{D_2D_3}$  bzw.  $\overline{D_5D_8}$  und  $\overline{D_6D_7}$  bestimmt. Die Mittelpunkte der aufgeschraubten Messplatten waren jeweils durch einen Klebepunkt markiert.

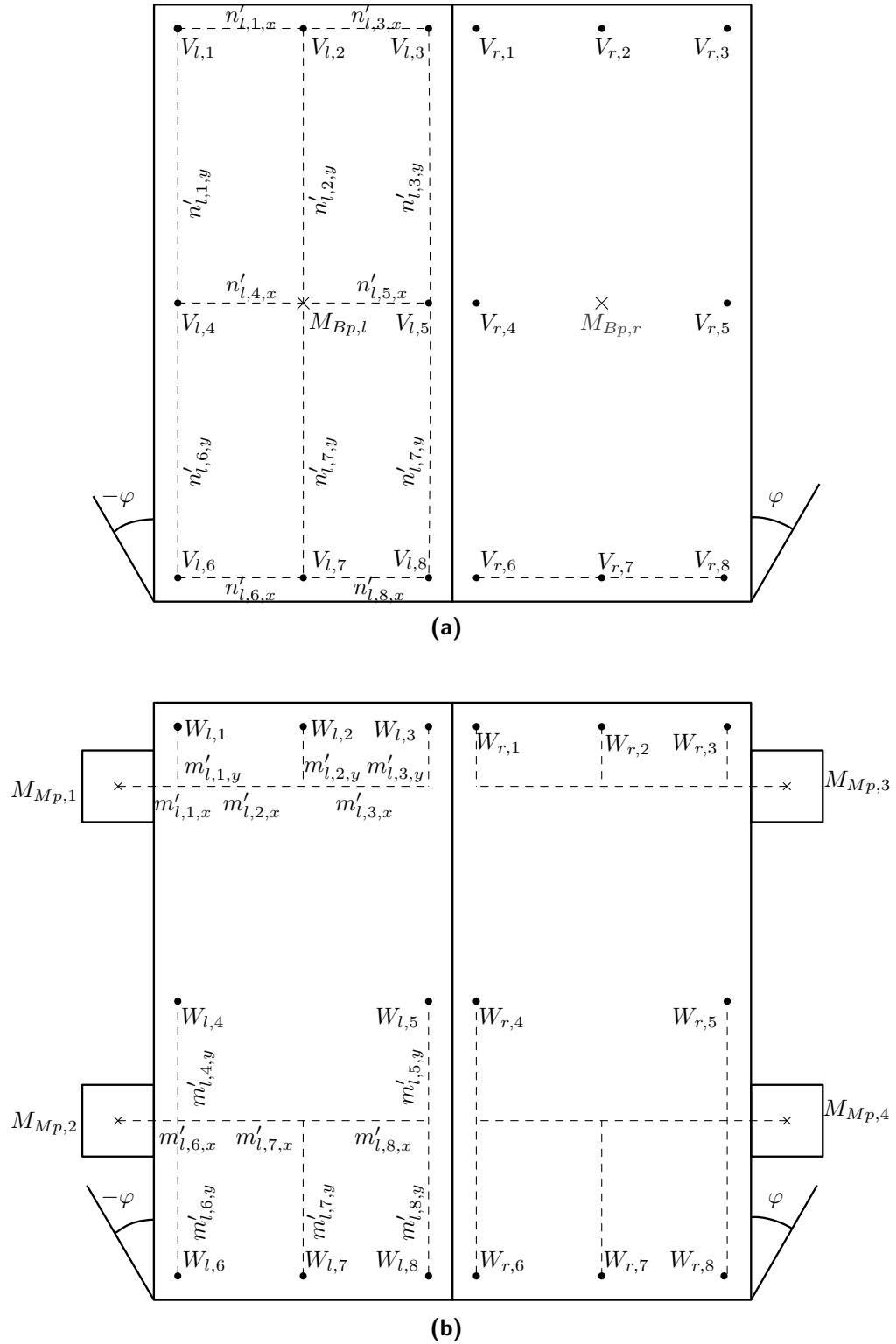
Die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Verformungen der Nägel und Klammern und die dazu verwendeten Formeln sollen im Folgenden exemplarisch für die linke Beplankungsplatte erläutert werden:

1. Ermittlung der Positionen der Nagelköpfe  $V_{l,i}$ 
  - a) Ausgabe der Verschiebungen  $M_{Komp,x}$  und  $M_{Komp,y}$  und Verdrehungen  $\varphi_{Komp}$  der einzelnen Komponenten aus PONTOS. Dabei steht „Komp“ für die jeweiligen Komponenten: „Bp-l“ bzw. „Bp-r“ bezeichnet die linke bzw. rechte Beplankungsplatte und „Mp-1“ bis „Mp-4“ die Messplatten 1 bis 4.  $M_{Komp,x}$  und  $M_{Komp,y}$  geben dabei jeweils den Mittelpunkt der Komponenten an.
  - b) Ermittlung der Anfangsabstände bzw. lokalen Abstände  $n'_{l,i,x}$  und  $n'_{l,i,y}$  zwischen den Positionen der Nagelköpfe  $V_{l,i}$  und dem Beplankungsmittelpunkt (vgl. Abb. 5.21a).
  - c) Umrechnen der lokalen Abstände der Positionen der Nagelköpfe  $V_{l,i}$  zum Beplankungsmittelpunkt in globale Achsrichtungen:

$$\begin{bmatrix} n_{l,i,x} \\ n_{l,i,y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \varphi & \sin \varphi \\ -\sin \varphi & \cos \varphi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n'_{l,i,x} \\ n'_{l,i,y} \end{bmatrix}$$

- d) Angabe der globalen Koordinaten der Nagelköpfe  $V_{l,i}$  für jeden Verformungsschritt:

$$V_{l,i,x} = M_{Bp-l,x} + n_{l,i,x} \quad V_{l,i,y} = M_{Bp-l,y} + n_{l,i,y}$$



**Abbildung 5.21:** Positionen der Nagelköpfe und -füße und Abstände zu Referenzpunkten;  
 (a) Positionen der Nagelköpfe, (b) Positionen der Nagelfüße

2. Ermittlung der Positionen der Nagelfüße  $W_{l,i}$ 
  - a) Ermittlung der Anfangsabstände  $m'_{l,i,x}$  und  $m'_{l,i,y}$  zwischen den Positionen der Nagelfüße  $W_{l,i}$  und dem Mittelpunkt der nächstgelegenen aufgeschraubten Messplatte (vgl. Abb. 5.21b):

$$m'_{l,i,x} = V_{l,i,x} - M_{Mp-i,x} \quad m'_{l,i,y} = V_{l,i,y} - M_{Mp-i,y}$$

- b) Das Verformungsverhalten der Rippen unterscheidet sich von dem der Beplankungsplatten: Während sich die vertikalen Rippen verdrehen, bleiben die horizontalen Rippen überwiegend horizontal („parallelogrammförmiges“ Verformungsverhalten).

Die vertikalen Positionen der Nagelfüße  $W_{l,i,y}$  werden über den Versuch hinweg als konstant angenommen:

$$W_{l,i,y} = M_{Mp-i,y} + m'_{l,i,y}$$

Vergleichsrechnungen konnten zeigen, dass die vertikalen Abweichungen der Nagelfußposition aufgrund dieser Vereinfachung bis zum Erreichen der Maximallast bei maximal 0,5 mm liegen (Berechnung der vertikalen Absenkung des Rähms bei Annahme von 50 mm Kopfverformung und einer Wandhöhe von 2.500 mm) – der Einfluss auf die resultierenden Abstände der Nagelköpfe und -füße ist somit vernachlässigbar klein. Bei weiter ansteigenden Verformungen über die Maximallast hinaus versagten die Verbindungsmitte, so dass die Position des Nagelfußes ohnehin keine Aussagekraft mehr hat.

Bei der Ermittlung der horizontalen Position der Nagelfüße  $W_{l,i,x}$  ist zu beachten, dass aufgrund der Verdrehung der Messplatten und in Abhängigkeit der vertikalen Abstände der Nagelfüße zu den Messplatten eine Umrechnung der am unverformten System ermittelten Abstände notwendig ist (vgl. Abb. 5.22):

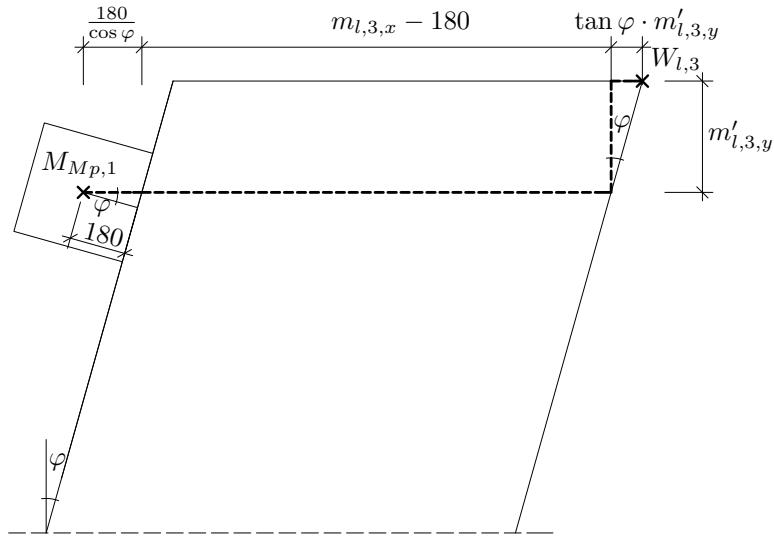
$$W_{l,i,x} = M_{Mp-i,x} + m'_{l,i,x} - 180 \text{ mm} + \frac{180 \text{ mm}}{\cos \varphi} + \tan \varphi \cdot m'_{l,i,y}$$

3. Aus den globalen Koordinaten der Nagelköpfe und -füße können nun die Verformungen jedes einzelnen Nagels ermittelt werden. Die Berechnung erfolgt jeweils über die Definition:

$$\Delta u_x = V_{l,i,x} - W_{l,i,x} \quad \Delta u_y = V_{l,i,y} - W_{l,i,y}$$

Die Resultierende dieser Verformungen beträgt:

$$\Delta u = \sqrt{\Delta u_x^2 + \Delta u_y^2}$$



**Abbildung 5.22:** Ermittlung der horizontalen Positionen der Nagelfüße ( $W_{l,i,x}$ ) anhand der Abstände zu den Messplatten am Beispiel des Nagels 3 ( $W_{l,3}$ )

Abbildung 5.23 zeigt die Relativverformungen zwischen den erfassten Nagelköpfen und den Nagelfüßen exemplarisch für das Wandelement WL-3.4 bei einer aufgebrachten Kopfverformung von 60 mm und einer zugehörigen Horizontalkraft von 39,5 kN. Die jeweiligen Positionen der Nagelköpfe und Nagelfüße sind linear miteinander verbunden, wodurch die Verschiebungen und Verdrehungen der Rippen und der Beplankungsplatten sichtbar werden.

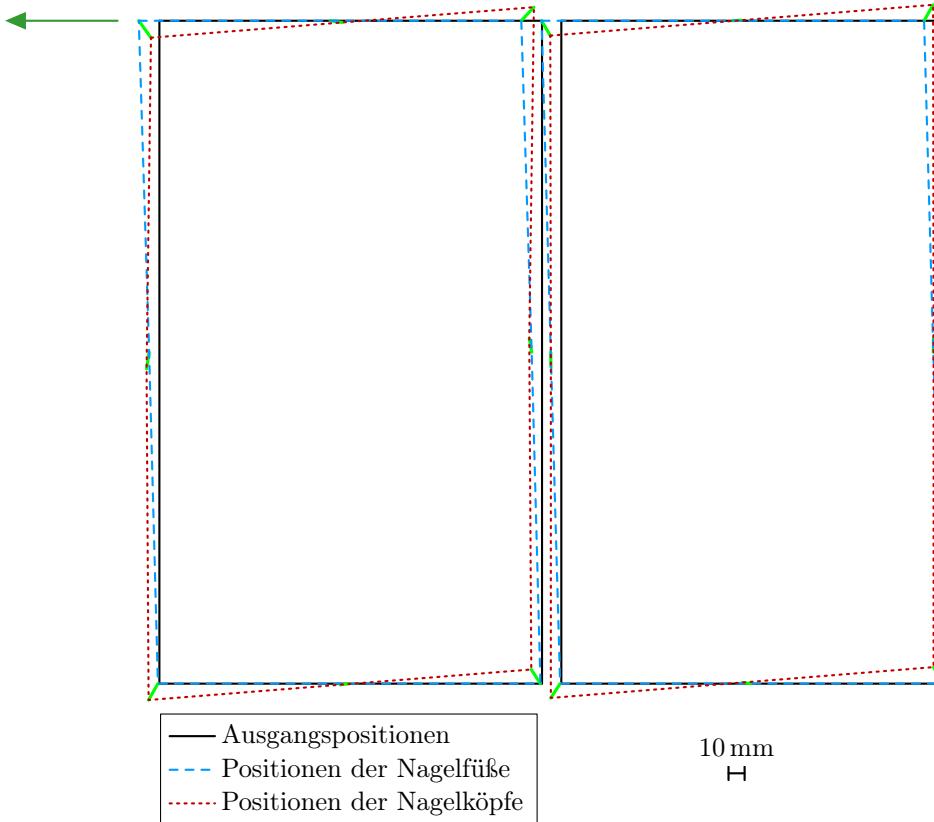
Wenn die Verformungen der Verbindungsmittel entlang der Ränder bekannt sind, so kann daraus der Anteil an der Kopfverformung eines Wandelements aus den Nagelverformungen berechnet werden. Abbildung 5.24 zeigt eine Aufgliederung der Relativverformungen einer Beplankungsplatte zu den Rippen entlang der Beplankungsränder. Insgesamt liegen demnach in vier Bereichen Relativverformungen vor: Im Kontakt zu Schwelle und Rähm (horizontaler Anteil) sowie im Kontakt zum linken und rechten Stiel (vertikaler Anteil).

1. Die horizontale Relativverschiebung zwischen Beplankungsplatte und Schwelle beschreibt eine Verschiebung der Beplankungsplatte gegenüber der Schwelle in x-Richtung. Die hieraus resultierende Kopfverschiebung beträgt:

$$u_{VM,Sw} = \Delta u_{Sw,x}$$

2. Analog dazu beschreibt die horizontale Relativverschiebung zwischen Beplankungsplatte und Rähm eine Verschiebung des Rähms gegenüber der Beplankungsplatte in x-Richtung. Für die Ermittlung der resultierenden Kopfverschiebung ist das negative Vorzeichen zu beachten:

$$u_{VM,Ra} = -\Delta u_{Ra,x}$$



**Abbildung 5.23:** Verformungen der Verbindungsmitte mit linearer Verbindung der Nagelköpfe und -füße für Wandelement WL-3.4

3. Die vertikale Relativverschiebung zwischen Beplankungsplatte und dem linken Stiel resultiert aus einer Verdrehung der Platte. Bei Annahme einer starren Platte führt dieser vertikale Anteil zu einer horizontalen Kopfverschiebung im Verhältnis der Seitenlängen der Beplankungsplatte zueinander:

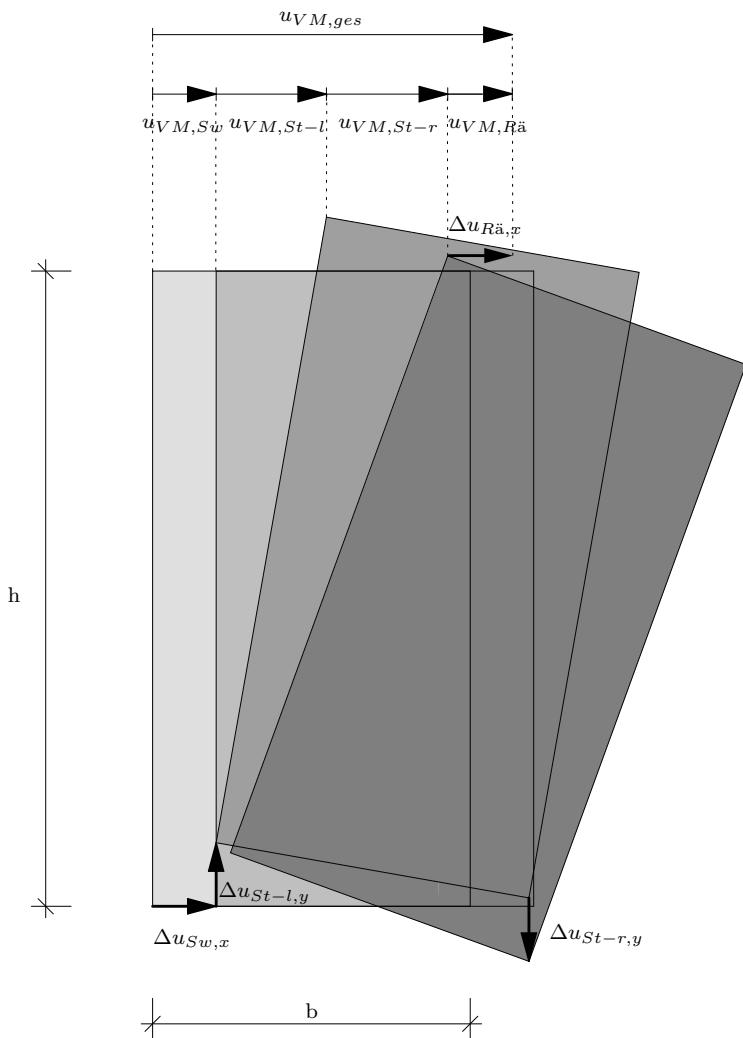
$$u_{VM,St-l} = \Delta u_{St-l,y} \cdot \frac{h}{b}$$

4. Vergleichbares gilt für die Relativverschiebung zwischen der Beplankungsplatte und dem rechten Stiel. Zu beachten ist auch hier das negative Vorzeichen bei der Ermittlung der resultierenden Kopfverschiebung:

$$u_{VM,St-r} = -\Delta u_{St-r,y} \cdot \frac{h}{b}$$

Der Anteil aus den Verformungen der Verbindungsmitte an der Kopfverformung eines Wandelements setzt sich entsprechend zusammen aus:

$$u_{VM,ges} = u_{VM,Sw} + u_{VM,St-l} + u_{VM,St-r} + u_{VM,Rä} \quad (5.11)$$



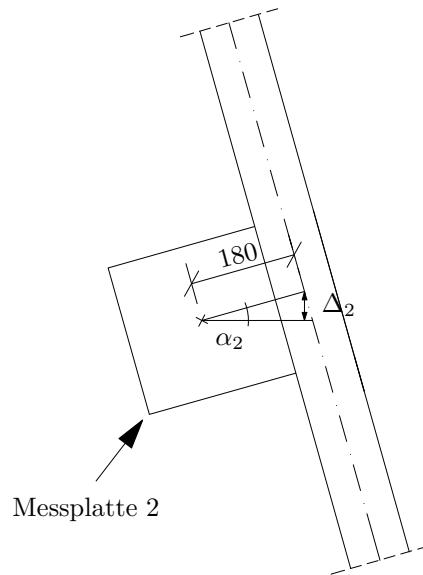
**Abbildung 5.24:** Darstellung der Relativverformungen einer Beplankungsplatte zu ihren Randrippen aufgrund der Verformungen der Verbindungsmitte

Weitere Beplankungsplatten bei Mehrrastertafeln erhöhen die Gesamtkopfverformung nicht. Es wird allerdings empfohlen, den Mittelwert aus den vertikalen Verformungsanteilen zu bilden. Für eine 2-Raster-Tafel gilt dementsprechend:

$$u_{VM,ges} = \frac{1}{2} \cdot (u_{VM,St-1} + u_{VM,St-3l} + u_{VM,St-3r} + u_{VM,St-5}) \\ + u_{VM,Sw} + u_{VM,Rä}$$

### 5.6.4 Ermittlung des Zug- und Druckverhaltens der Verankerung

Die vertikalen Verformungen der Stiele im Bereich der Verankerung gehen auf der druckbeanspruchten Seite auf die Eindrückung der Schwelle und auf der zugbeanspruchten Seite auf die Nachgiebigkeit der Verankerungselemente zurück. Beide Effekte konnten mithilfe der beiden unteren, seitlich auf die Außenstiele aufgeschraubten Messplatten über die vertikale Verschiebung der Punkte  $N_2$  und  $N_4$  erfasst werden. Da die Verdrehung der Stiele einen wesentlichen Einfluss auf die Position der Messpunkte hat (analog zu der Dehnungsmessung in den Stielen erfolgte auch hier die Messung 180 mm neben der Stielachse), wurde der Verformungsanteil aus der Verankerung je nach Verdrehungsrichtung der Stiele über- oder unterschätzt. Abbildung 5.25 zeigt exemplarisch die Relativverdrehung der Messplatte 2.



**Abbildung 5.25:** Ermittlung des Messfehlers aufgrund der Verdrehung des Stiels 1

Über den gemessenen Verdrehungswinkel  $\alpha_2$  und den Abstand von 180 mm wird nun der Anteil der Längenänderung aus der Verdrehung ermittelt:

$$\Delta_{2,Verdrehung} = \sin \alpha_2 \cdot 180 \text{ mm} \quad (5.12)$$

Analog dazu gilt für den rechten Stiel (Messplatte 4):

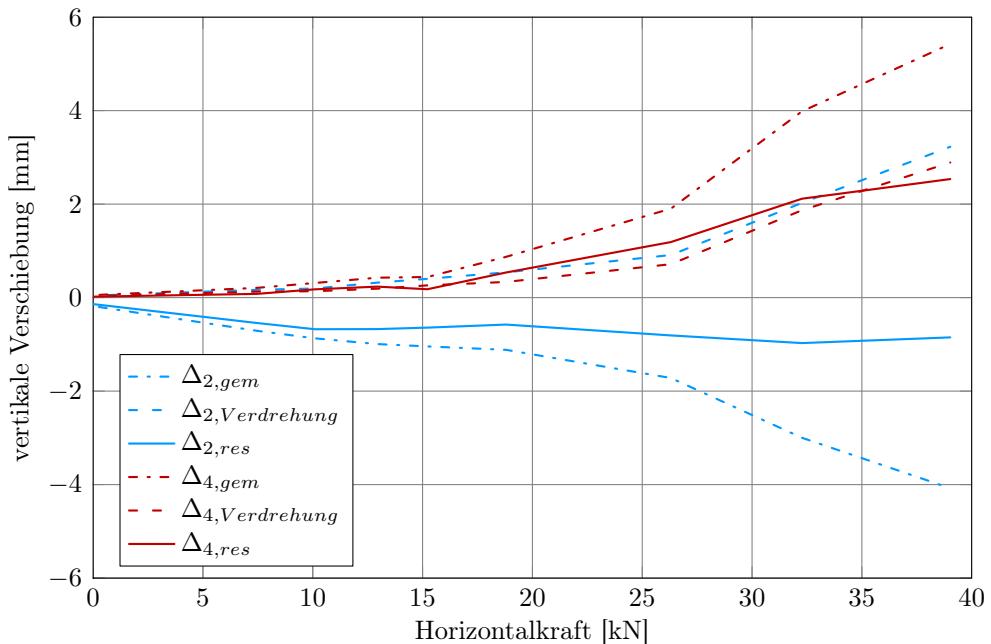
$$\Delta_{4,Verdrehung} = \sin \alpha_2 \cdot 180 \text{ mm} \quad (5.13)$$

Die resultierenden Verschiebungen aus der Zug- und Druckbeanspruchung der Verankerung ergeben sich wie folgt:

$$\Delta_{2,res} = \Delta_{2,gem} - \Delta_{2,Verdrehung} \quad (5.14)$$

$$\Delta_{4,res} = \Delta_{4,gem} + \Delta_{4,Verdrehung} \quad (5.15)$$

Abbildung 5.26 zeigt die gemessenen vertikalen Verschiebungen  $\Delta_{2,gem}$  und  $\Delta_{4,gem}$  der Punkte  $N_2$  bzw.  $N_4$  für die Einhüllende des Wandelements WL-3.4 in Abhängigkeit der aufgebrachten Horizontalkraft. Außerdem sind die Anteile aus der Verdrehung der Messplatten  $\Delta_{2,Verdrehung}$  und  $\Delta_{4,Verdrehung}$  sowie die resultierenden Verformungen  $\Delta_{2,res}$  und  $\Delta_{4,res}$  aus den Zug- und Druckbeanspruchungen der Verankerung dargestellt. Es ist sehr gut erkennbar und bestätigt die Erwartungen, dass die Anteile aus der Verdrehung für den rechten und den linken Außenstiel fast identisch sind.



**Abbildung 5.26:** Verformungen aus Zug- und Druckbeanspruchung der Verankerung entlang der Einhüllenden des Wandversuchs WL-3.4: gemessene Werte, Anteile aus der Verdrehung und resultierende Längenänderungen



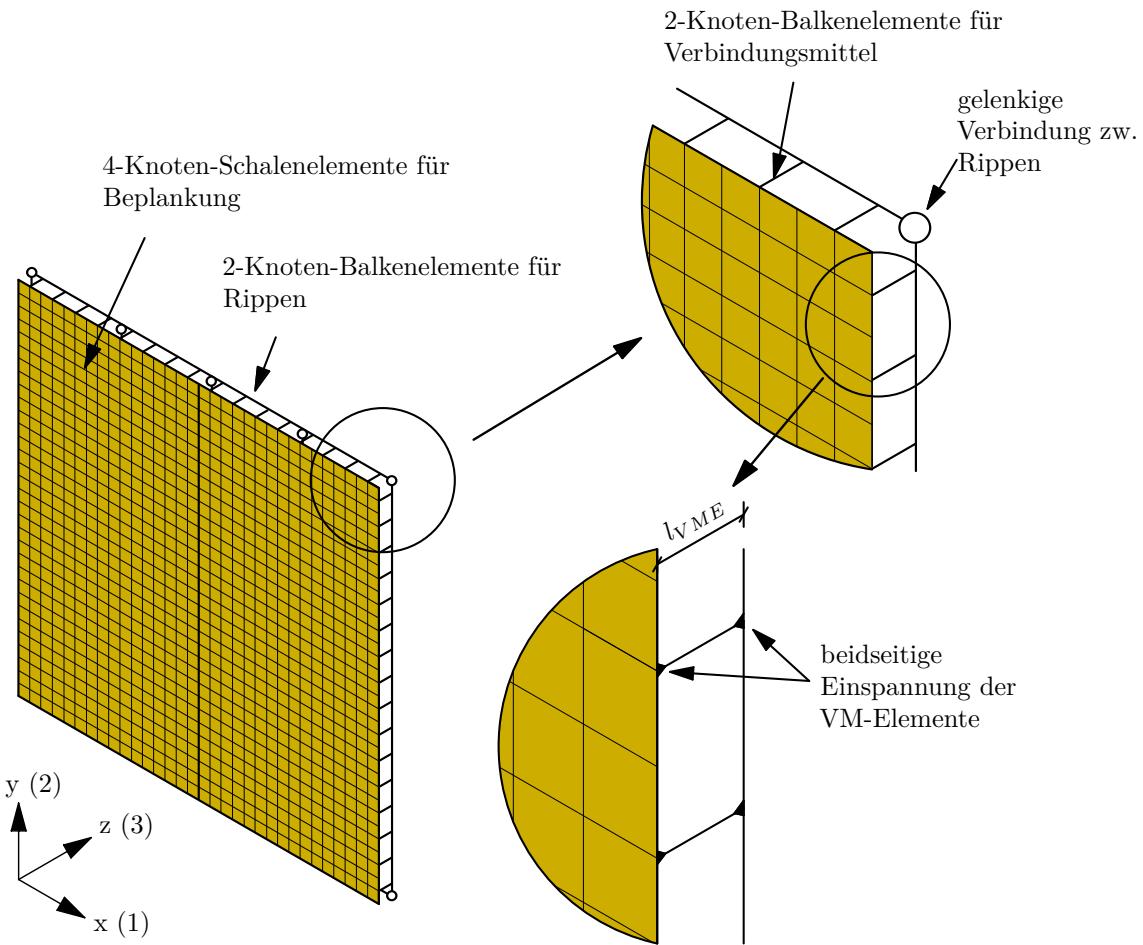
# 6 Rechnerische Modellierung

## 6.1 Aufbau des FE-Modells

Im Rahmen dieser Arbeit wird der grundsätzliche Ansatz der Modellierung der Verbindungsmitte über Balkenelemente aufgegriffen und konsequent weiterentwickelt. Der Aufbau des entwickelten FE-Modells ist in Abbildung 6.1 dargestellt. Der entscheidende Schritt in der Weiterentwicklung liegt in den verwendeten Kontaktbedingungen zwischen dem Verbindungsmittelelement (VM-Element) und den zu verbindenden Bauteilen sowie in den Parametern, mit denen das VM-Element modelliert wird. Die VM-Elemente werden an beiden Seiten biegesteif an die Rippen und die Beplankung angeschlossen. Durch die einwirkende Verformung entstehen Biegebeanspruchungen, die an den Einspannstellen maximal werden. Hieraus resultieren in den VM-Elementen zwei Fließgelenke, die die plastische Tragfähigkeit der Verbindungsmitte abbilden können. In Tabelle 6.1 werden die verwendeten Elementtypen mit deren jeweiligen Parametern aufgeführt. Hier wird unterschieden zwischen „realen“ oder „physikalischen“ und definierten Parametern. Eine genaue Beschreibung der einzelnen Elemente und der Modellparameter wird in den folgenden Abschnitten gegeben.

Bauteil	Elementtyp	Parameter	
		real	definiert
Stiel	2-Knoten Balkenelemente	- Abmessungen	
		- E-Modul	-
		- Querdehnzahl	
Schwelle	4-Knoten Schalenelemente	- Abmessungen	
		- E-Modul	-
		- Querdehnzahl	
Rähm		- Durchmesser	- Steifigkeitsfaktor
		- Zugfestigkeit	- Länge
		- E-Modul	
Beplankung	2-Knoten Balkenelemente	-	
		-	
		-	
Verbindungsmitte		-	
		-	
		-	

**Tabelle 6.1:** Elementtypen der Bauteile und deren Parameter



**Abbildung 6.1:** Aufbau des FE-Modells

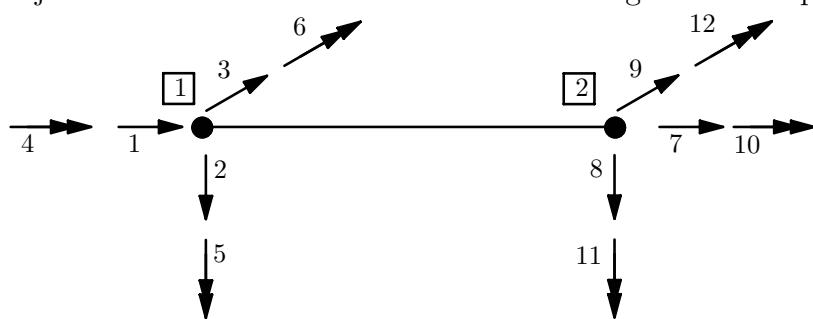
Dieser Modellierungsansatz bietet eine Reihe von Vorteilen gegenüber der Verwendung von Federelementen für das Abbilden der Verbindungsmitte:

1. Die verwendeten Balkenelemente weisen ein nichtlineares Trag- und Verformungsverhalten in der jeweils richtigen Beanspruchungsrichtung auf.
2. Als Parameter der VM-Elemente werden im Wesentlichen reale Größen benötigt. Je nach Zielsetzung können charakteristische oder Mittelwerte eingesetzt werden. Es ist grundsätzlich keine Kalibrierung durch Nebenversuche an Verbindungsmitteleinheiten oder gar Wandelementen notwendig.
3. Die verwendeten Elemente sind sowohl in wissenschaftlich ausgerichteten als auch in gängigen Berechnungsprogrammen verfügbar.

## 6.2 Verwendete Elementtypen

### 6.2.1 Stabförmige Bauteile (Rippen)

Die Stiele, die Schwelle und das Rähm werden hier unter dem Oberbegriff „Rippen“ zusammengefasst. Diese werden mithilfe von 2-Knoten Balkenelementen mit linearen Ansatzfunktionen und sechs Freiheitsgraden (FHG) pro Knoten modelliert (vgl. Abb. 6.2). Es wird ein isotropes, elastisches Materialgesetz verwendet. In den für die Validierung herangezogenen Versuchen (vgl. Kapitel 5) kam KVH der Festigkeitsklasse C24 zur Anwendung (vgl. Abschnitt 5.1), dessen E-Modul in Faserrichtung nach [DIN EN 338] 11.000 N/mm<sup>2</sup> beträgt. Jede Rippe besteht aus Balkenelementen, deren Längen jeweils dem halben Abstand der Verbindungsmitte entsprechen.



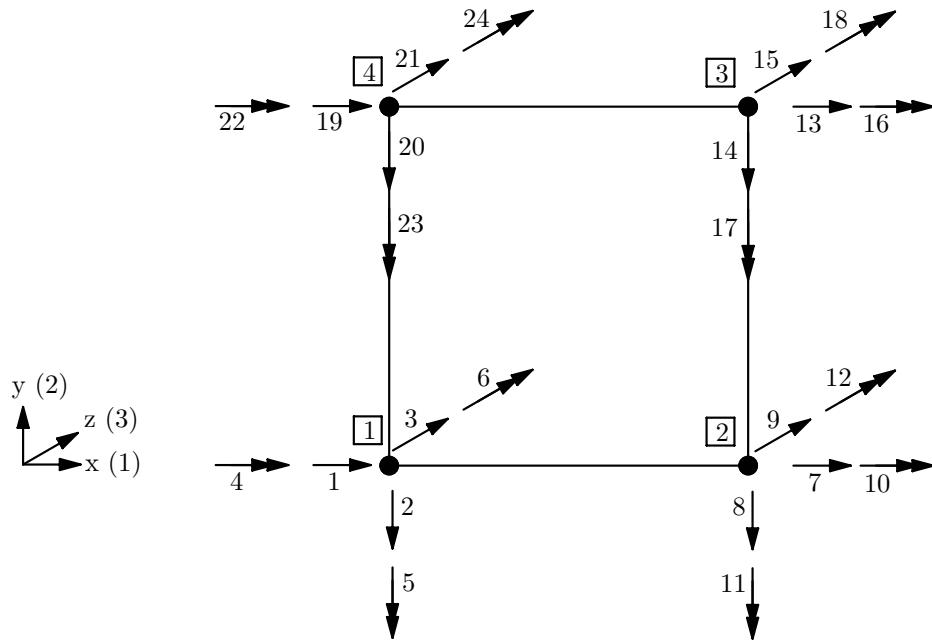
**Abbildung 6.2:** Aufbau der verwendeten Balkenelemente für die Rippen

### 6.2.2 Schalenelemente (Beplankung)

Die Beplankung besteht aus 4-Knoten Schalenelementen mit linearen Ansatzfunktionen und sechs FHG pro Knoten (vgl. Abb. 6.3), denen ein transversal isotropes, elastisches Materialgesetz zugrunde liegt. In den zur Validierung herangezogenen Versuchen kamen OSB- und GFB-Platten zur Anwendung (vgl. Abschnitt 5.1). Die im FE-Modell verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 6.2 aufgeführt. Jede Platte besteht aus quadratischen Schalenelementen, deren Seitenlängen dem halben Abstand der Verbindungsmitte entsprechen.

	$E_1$ N/mm <sup>2</sup>	$E_2$ N/mm <sup>2</sup>	$\nu$ [-]	$G_{12}$ N/mm <sup>2</sup>
OSB	3.000	3.800	0,5	1.080
GFB	3.800	3.800	0,3	1.600

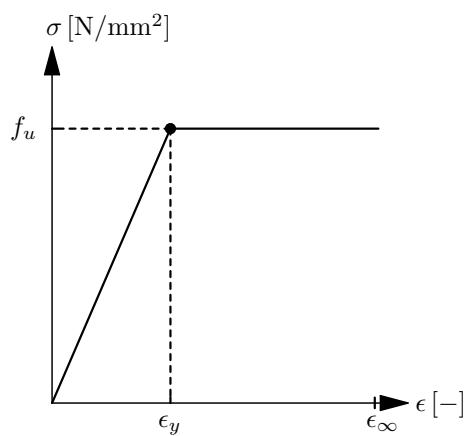
**Tabelle 6.2:** Verwendete Materialkennwerte für die Beplankung; E-Moduln und G-Modul nach [DIN EN 12369-1] für OSB und [ETA06] für GFB, Querdehnzahlen entsprechen Annahmen z.Tl. in Anlehnung an das KVH



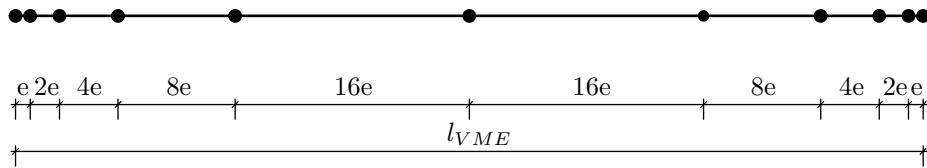
**Abbildung 6.3:** Aufbau der verwendeten Schalenelemente für die Beplankung

### 6.2.3 Verbindungsmittel

Die Verbindungsmittel werden als 2-Knoten Balkenelemente mit kubischen Ansatzfunktionen und sechs Freiheitsgraden (FHG) pro Knoten (Bernoulli-Balken) modelliert (vgl. Abb. 6.2). Es wird ein isotropes, bilineares Materialgesetz verwendet (vgl. Abb. 6.4). In den zur Validierung herangezogenen Versuchen kamen glattschaftige Nägel mit einem Durchmesser von 2,8 mm und einer Länge von 65 mm sowie Klammern mit einem Durchmesser von 1,53 mm je Schaft und einer Länge von 55 mm zur Anwendung (vgl. Abschnitt 5.1). Die im FE-Modell verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 6.3 aufgeführt. Jedes VM-Element besteht aus zehn Balkenelementen, wobei die Einteilung zu den Rändern hin feiner wird.



**Abbildung 6.4:** Materialgesetz für die VM-Elemente


**Abbildung 6.5:** Diskretisierung des VM-Elements

Verbindungsmittel	Abmessungen	E-Modul N/mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit $f_{u,k}$ N/mm <sup>2</sup>
glattschaftige Nägel	$\varnothing$ 2,8 - 65 mm	200.000	600
beharzte Klammern	$\varnothing$ 1,53 - 55 mm	200.000	900

**Tabelle 6.3:** Verwendete Materialparameter für VM-Elemente; E-Moduln und  $f_{u,k}$  nach [DIN EN 10230-1] (Nägel) bzw. [Z-908] (Klammer)

## 6.3 Parameter des VM-Elements

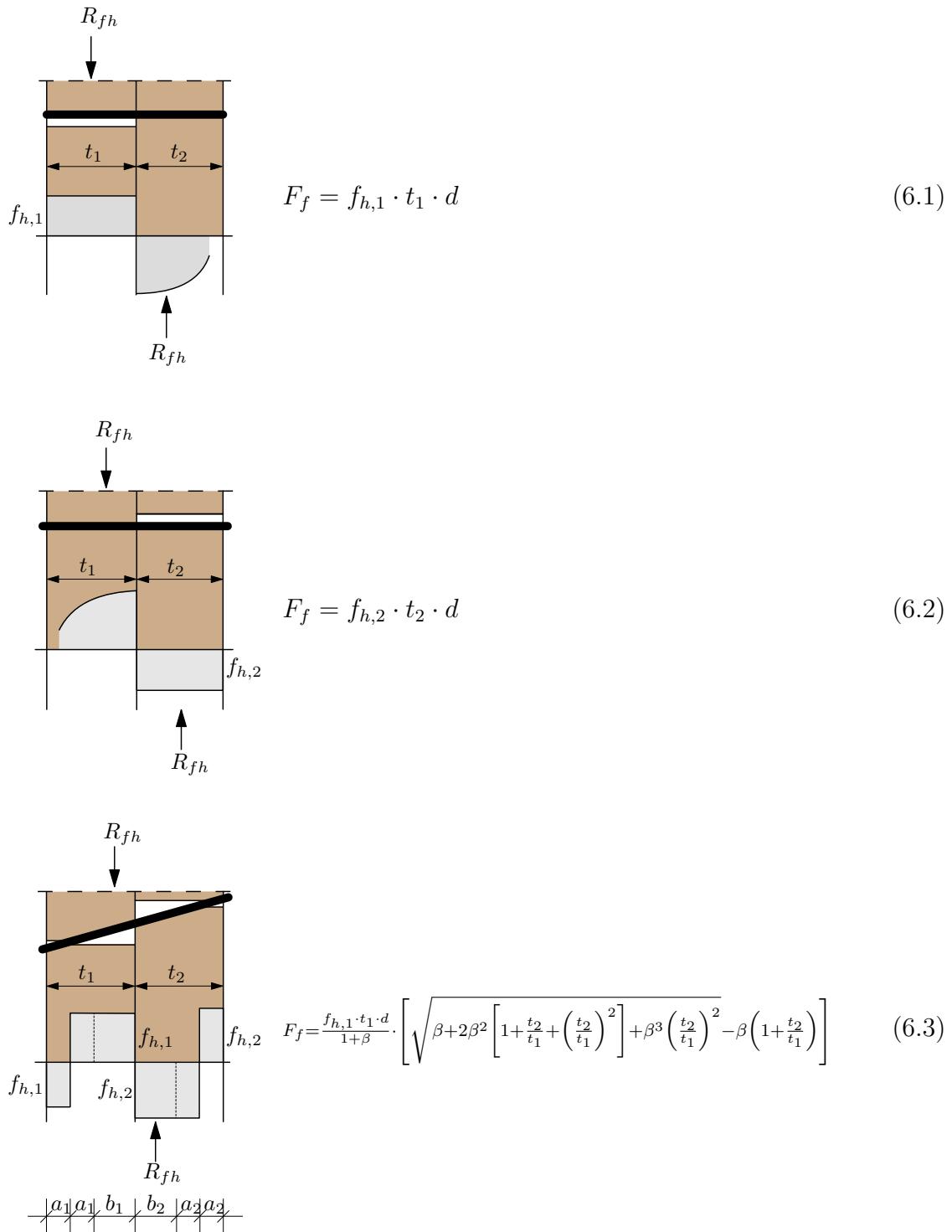
Mit dem entwickelten VM-Element können alle im Holzrahmenbau üblichen Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmittel (Nägel, Klammer, Schrauben) modelliert werden. In den folgenden Abschnitten wird beschrieben, welche Parameter für das Element benötigt werden und wie diese ermittelt werden können. Außerdem wird für eine vereinfachte Modellierung eine Umrechnung vorgestellt, mit der mehrere Verbindungsmittel durch ein VM-Element abgebildet werden können.

### 6.3.1 Länge des VM-Elements

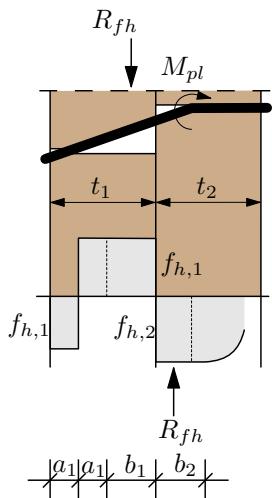
Für Verbindungen, bei denen stiftförmige Verbindungsmittel die Bauteile aus Holz bzw. Holzwerkstoffen miteinander verbinden, gibt es verschiedene mögliche Versagensformen. Eine genaue Beschreibung der zugrundeliegenden Mechanismen gab Johansen [Joh49] bereits 1949. Das von ihm entwickelte Berechnungsverfahren basiert auf der Anwendung des oberen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie. Es wird unterschieden in sechs verschiedene Mechanismen, bei denen das Versagen entweder im Holz bzw. den Holzwerkstoffen auftritt, Fließgelenke in den Verbindungsmittern entstehen oder ein kombiniertes Versagen eintritt (vgl. Abb. 6.6 und 6.7). Der Mechanismus, bei dem der kleinste Wert ermittelt wird, entspricht der Traglast der Verbindung. Die Ermittlung der Tragfähigkeit basiert auf den Lochleibungsfestigkeiten  $f_{h,i}$  der beiden Bauteile und dem Fließmoment des Verbindungsmittels.

Die einzelnen Variablen in den Abbildungen bezeichnen folgende Größen:

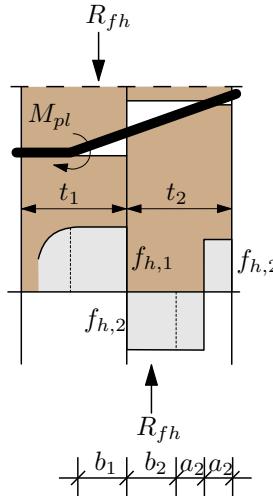
$R_{fh}$	Resultierende der Lochleibungsspannungen [N/mm]
$d$	Dicke des Verbindungsmittels [mm]
$F_f$	Tragfähigkeit der Verbindung: $F_f = R_{fh} \cdot d$ [N]
$t_i$	Dicken der beiden Bauteile [mm]
$f_{h,i}$	Lochleibungsfestigkeit der beiden Bauteile [N/mm <sup>2</sup> ]
$\beta$	Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten des Holzes und des Beplankungswerkstoffs: $\beta = \frac{f_{h,2}}{f_{h,1}}$ [-]
$M_{pl}$	vollplastisches Moment [Nmm]
$a$	Bereich mit erreichter Lochleibungsfestigkeit – nicht wirksam für $F_f$ [mm]
$b$	Bereich mit erreichter Lochleibungsfestigkeit – wirksam für $F_f$ [mm]



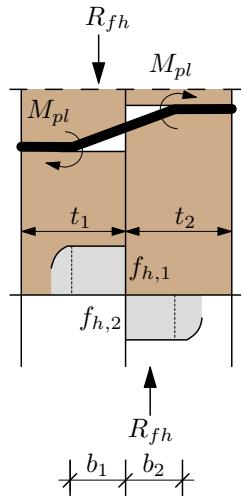
**Abbildung 6.6:** Versagensmechanismen 1 bis 3 nach Johansen [Joh49] für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln



$$F_f = \frac{f_{h,1} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{pl}}{f_{h,1} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \quad (6.4)$$



$$F_f = \frac{f_{h,1} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \cdot \left[ \sqrt{2\beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (1 + 2\beta) \cdot M_{pl}}{f_{h,1} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \quad (6.5)$$



$$F_f = \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{pl} \cdot f_{h,1} \cdot d} \quad (6.6)$$

**Abbildung 6.7:** Versagensmechanismen 4 bis 6 nach Johansen [Joh49] für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln

In der [DIN EN 1995-1-1] werden die Gleichungen nach *Johansen* verwendet und in zweierlei Hinsicht modifiziert: Zum einen weisen die verschiedenen Materialien unterschiedliche statistische Streuungen der Festigkeiten auf. Daher werden Vorfaktoren eingeführt, die diesen Effekt für die unterschiedlichen Versagensformen berücksichtigen. Zum anderen wird eine zusätzliche Steigerung der Tragfähigkeit aufgrund der Seilwirkung über das Ansetzen eines Teils der Auszugsfestigkeit Rechnung getragen.

Die Tragfähigkeit des VM-Elements wird über die Elementlänge  $l_{VME}$  definiert. Zur Veranschaulichung werden die Beanspruchungen eines Verbindungsmittels entsprechend des Versagensmechanismus nach Gleichung 6.6 und diejenigen des VM-Elements miteinander verglichen.

Abbildung 6.8a zeigt das statische System sowie den Momenten- und Querkraftverlauf eines Verbindungsmittels zwischen den beiden Fließgelenken für den Versagensmechanismus nach Gleichung 6.6. Das Verbindungsmittel ist in den zu verbindenden Bauteilen eingebettet und die Kräfte werden über die entstehenden Lochleibungs- spannungen  $f_h$  übertragen. Mit Entstehen der beiden Fließgelenke sind die für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindung relevanten Längen  $b_1$  und  $b_2$  somit definiert als die Bereiche zwischen den Fließgelenken und den Rändern des jeweiligen Bauteils (Rand mit Kontakt zum benachbarten Bauteil).

In Abbildung 6.8b ist das statische System sowie der Momenten- und Querkraftverlauf des VM-Elements dargestellt. Die beiden Fließgelenke entstehen hier jeweils in den Endbereichen. Der wesentliche Unterschied zu dem System nach Abbildung 6.8a ist, dass die Kräfte nicht linienförmig über die Lochleibung eingeleitet werden, sondern in Form von Einzellasten auf die äußeren Knoten des Elements einwirken.

Das Momentengleichgewicht für das System in Abbildung 6.8a lautet:

$$\circlearrowleft \sum M_P = 0 : R_{fh} \cdot d \cdot \frac{b_1}{2} - R_{fh} \cdot d \cdot \left( b_1 + \frac{b_2}{2} \right) + 2 \cdot M_{pl} = 0 \quad (6.7)$$

mit

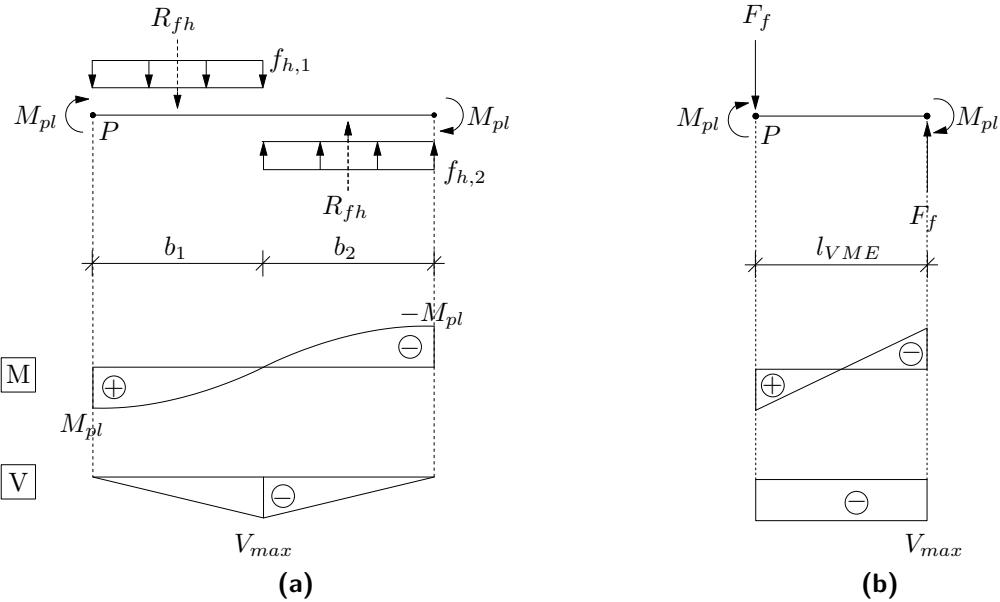
$$R_{fh} = f_{h,1} \cdot b_1 = f_{h,2} \cdot b_2 \quad (6.8)$$

Daraus ergibt sich unter Einsetzen von  $F_f = R_{fh} \cdot d$ :

$$F_f = \frac{2 \cdot M_{pl}}{(b_1 + b_2)/2} \quad (6.9)$$

Das Momentengleichgewicht für das System in Abbildung 6.8b lautet:

$$\circlearrowleft \sum M_P = 0 : - F_f \cdot l_{VME} + 2 \cdot M_{pl} = 0 \quad (6.10)$$



**Abbildung 6.8:** Vergleich der statischen Systeme und der Momenten- bzw. Querkraftverläufe;  
 (a) Beanspruchung eines Verbindungsmittels nach Johansen [Joh49] (Gl. 6.6),  
 (b) Beanspruchung des VM-Elements

Daraus folgt:

$$F_f = \frac{2 \cdot M_{pl}}{l_{VME}} \quad (6.11)$$

Setzt man nun die Gleichungen 6.9 und 6.11 der beiden statischen Systeme gleich, so ergibt sich:

$$l_{VME} = \frac{b_1 + b_2}{2} \quad (6.12)$$

Der Vergleich anhand dieses Beispiels zeigt somit, dass die Länge des VM-Elements  $l_{VME}$  für den Versagensmechanismus aus Gleichung 6.6 dem Abstand der Resultierenden der Lochleibungsspannungen  $R_{fh}$  entspricht.

Um die Länge des VM-Elements  $l_{VME}$  unabhängig von einem bestimmten Versagensmechanismus zu bestimmen, muss die Tragfähigkeit der Verbindung  $F_f$  bekannt sein. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit wird der beschriebene Ansatz nach Johansen unter Berücksichtigung der in der [DIN EN 1995-1-1] getroffenen Erweiterungen empfohlen.

Die Länge des VM-Elements  $l_{VME}$  berechnet sich für den allgemeinen Fall aus der Umformung von Gleichung 6.11 wie folgt:

$$l_{VME} = \frac{2 \cdot M_{pl}}{F_f} \quad (6.13)$$

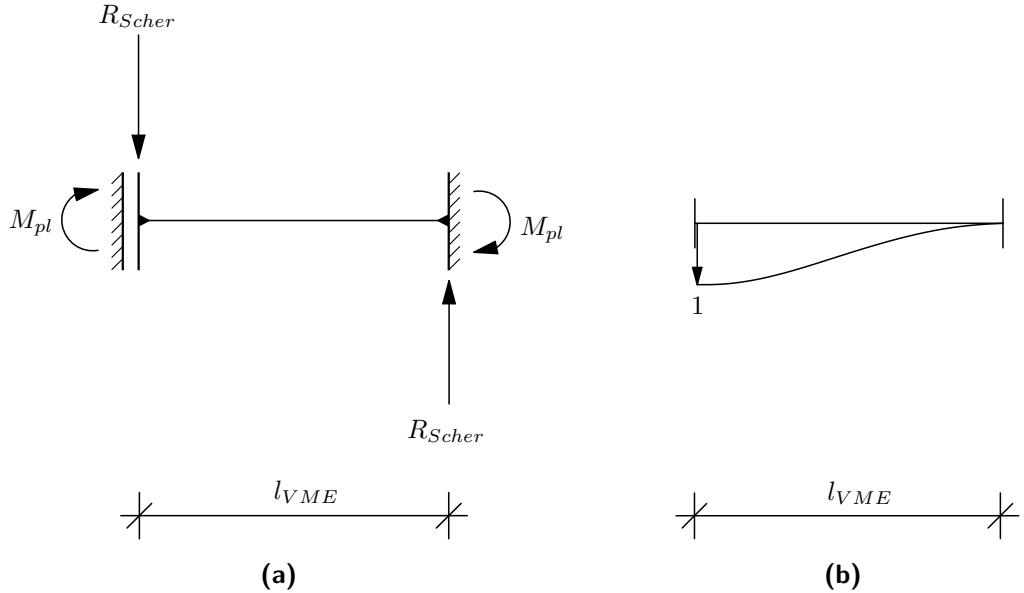
Damit der Ansatz aus Gleichung 6.13 auch korrekte Ergebnisse liefert, ist auf die passende Ermittlung des plastischen Moments  $M_{pl}$  zu achten. Der Grund hierfür ist, dass es sich bei dem plastischen Moment um keinen Parameter handelt, der direkt in das FE-Modell implementiert werden kann. Die relevanten Parameter, die für das VM-Element eingegeben werden, sind der E-Modul  $E$ , der Durchmesser  $d$  und die Zugfestigkeit  $f_u$  des Verbindungsmittels. Der ideal-plastische Bereich wird dann erreicht, wenn die eingegebene Zugfestigkeit erreicht bzw. überschritten wird. Ab diesem Punkt setzt ein vollständiges Fließen des Querschnitts ein. An den Anfangs- und Endpunkten der VM-Elemente entstehen somit vollplastische Momente, welche sich wie folgt berechnen lassen:

$$M_{pl} = \frac{1}{6} \cdot f_u \cdot d^3 \quad (6.14)$$

### 6.3.2 Steifigkeit des VM-Elements

Während die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel durch die Definition der Länge des VM-Elements unter Verwendung der rein physikalischen Materialparameter sehr gut abgebildet werden kann, ist für die Abbildung der realen Steifigkeit im elastischen Bereich eine Anpassung erforderlich. Dies lässt sich folgendermaßen erklären: Die Steifigkeit des VM-Elements wird über den Wert des eingesetzten E-Moduls definiert, welcher für den verwendeten Stahl bei  $200.000 \text{ N/mm}^2$  liegt. Wird der Wert nun direkt für das Materialgesetz des Verbindungsmittels eingesetzt, führt dies zu einer erheblichen Überschätzung der Steifigkeit. Grund dafür ist, dass diese nicht nur von dem Materialverhalten des Verbindungsmittels, sondern auch von dem Materialverhalten der Rippen und der Beplankung abhängt, in die sich das Verbindungsmittel eindrückt. Diese Eindrückung kann mitunter deutlich größer sein, als die Verformungen, die in dem Verbindungsmittel hervorgerufen werden. Um dieser Randbedingung gerecht zu werden, wird der Steifigkeitsbeiwert  $\kappa_{EI}$  eingeführt, der die geringere Steifigkeit aufgrund der Lochleibung im Holz bzw. Holzwerkstoff berücksichtigt. Im Folgenden wird daher ein Verfahren vorgestellt, mit dem der Steifigkeitsbeiwert  $\kappa_{EI}$  aus einem vorgegebenen Verschiebungsmodul  $K$  berechnet werden kann.

Die Ermittlung des Steifigkeitsbeiwerts  $\kappa_{EI}$  aus einem vorgegebenen Verschiebungsmodul  $K$  erfolgt auf Basis der Einheitsverformungen (Hermite-Polynome). Die zu diesem statischen System und der vorhandenen Beanspruchung zugehörige Einheitsverformung ist in Abbildung 6.9 dargestellt.



**Abbildung 6.9:** Eigenschaften des VM-Elements; (a) statisches System mit Darstellung der Auflagerbedingungen, (b) zugehörige Einheitsverformung

Das Polynom für eine Einheitsverformung in y-Richtung lautet:

$$\varphi_1(x) = 1 - \frac{3x^2}{l_{VME}^2} + \frac{2x^3}{l_{VME}^3} \quad (6.15)$$

Mit den zugehörigen Ableitungen

$$\varphi'_1(x) = -\frac{6x}{l_{VME}^2} + \frac{6x^2}{l_{VME}^3} \quad (6.16)$$

und

$$\varphi''_1(x) = -\frac{6}{l_{VME}^2} + \frac{12x}{l_{VME}^3} \quad (6.17)$$

kann die Steifigkeit  $K$  für eine Verformung senkrecht zur Stabachse ausgerechnet werden. Dies erfolgt durch Ergänzung der Gleichung für einen schubstarren Bernoulli-Balken (z.B. nach [Lin02]) um den Steifigkeitsbeiwert  $\kappa_{EI}$ :

$$K = \kappa_{EI} \cdot \frac{EI}{l^3} \cdot \int \varphi''_1(x) \cdot \varphi'_1(x)^T dx \quad (6.18)$$

Nach Lösen des Integrals ergibt sich die Steifigkeit zu:

$$K = \frac{12 \cdot \kappa_{EI} \cdot EI}{l_{VME}^3} \quad (6.19)$$

Diese Gleichung wird nun nach  $\kappa_{EI}$  umgestellt:

$$\kappa_{EI} = \frac{K \cdot l_{VME}^3}{12 \cdot EI} \quad (6.20)$$

Für  $K$  kann entweder  $K_{ser}$  oder  $K_u$  nach [DIN EN 1995-1-1] oder eine aus Versuchen abgeleitete Größe  $K_{exp}$  eingesetzt werden. Die Steifigkeit des VM-Elements ist somit definiert als  $(EI)_{VME} = \kappa_{EI} \cdot (EI)_{VM}$ , wobei  $(EI)_{VM}$  die Biegesteifigkeit des Verbindungsmittels ist, die sich aus dem E-Modul des Stahls und dem Flächenträgheitsmoments des Kreis- oder Rechteckquerschnitts zusammensetzt. Wichtig an dieser Stelle ist, dass das Balkenelement mit kubischen Ansatzfunktionen arbeitet. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass bei linearen Ansatzfunktionen und sehr kurzen VM-Elementen Abweichungen der Verformungen von bis zu 40 % entstehen können.

### 6.3.3 Abbilden der Überfestigkeit von Verbindungsmitteln

Der beschriebene Ansatz ist sehr gut dafür geeignet, eine Schertragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln abzubilden, die über die Anwendung von Bemessungsverfahren ermittelt wurde – ohne dass dafür Nebenversuche an Verbindungsmitteleinheiten notwendig werden. Alle Eingangswerte entsprechen den physikalischen Materialparametern. In experimentellen Untersuchungen werden allerdings häufig höhere Tragfähigkeiten erzielt. Diese Überfestigkeit der Verbindungsmittel hat mehrere Ursachen und wird ausführlich von *Schick et al.* [Sch13] diskutiert. Auch geben die Autoren Überfestigkeitsbeiwerte für unterschiedliche Kombinationen von Verbindungsmitteln, Holz und Beplankungswerkstoffen an. Alternativ zu diesen Werten kann die Überfestigkeit auch durch Nebenversuche an Verbindungsmitteln bestimmt werden. Der Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_{VM}$  ergibt sich dann aus der mittleren und der charakteristischen Tragfähigkeit wie folgt:

$$\gamma_{VM} = \frac{F_{f,Rm}}{F_{f,Rk}} \quad (6.21)$$

Falls die Ermittlung der Tragfähigkeit mit Bemessungswerten durchgeführt wurde, muss  $F_{f,Rk}$  entsprechend durch  $F_{f,Rd}$  ersetzt werden.

### 6.3.4 Abbilden mehrerer Verbindungsmittel durch ein VM-Element

Die Modellierung jedes einzelnen Verbindungsmittels ist bei üblichen Abständen zwischen 50 mm und 150 mm sehr aufwendig. Darüber hinaus müssen bei Klammerverbindungen jeweils zwei Schafte je Verbindungsmittel modelliert werden. Daher wurde ein Vorschlag entwickelt, mit dessen Hilfe mehrere Verbindungsmittel durch ein VM-Element abgebildet werden können. Dies wird durch eine rechnerische Erhöhung des Durchmessers des VM-Elements erreicht. Grundlage für die Umrechnung ist die Forderung, dass das entstehende plastische Moment  $M_{pl}^*$  genau der Summe der einzelnen plastischen Momente  $M_{pl,1}$  der  $n$  Verbindungsmittel entspricht, die durch das neue Element abgebildet werden:

$$M_{pl}^* = n \cdot M_{pl,1} \quad (6.22)$$

Für einen kreisförmigen Vollquerschnitt errechnet sich das plastische Moment entsprechend Gleichung 6.14 zu:

$$M_{pl} = \frac{1}{6} \cdot f_u \cdot d^3$$

Durch Einsetzen in Gleichung 6.22 ergibt sich:

$$\begin{aligned} \frac{1}{6} \cdot f_u \cdot d^{*3} &= n \cdot \frac{1}{6} \cdot f_u \cdot d_1^3 \\ \Rightarrow d^* &= \sqrt[3]{n \cdot d_1^3} \end{aligned} \quad (6.23)$$

mit

$M_{pl}^*$	plastisches Moment des VM-Elements [Nmm]
$n$	Anzahl der abgebildeten Verbindungsmittel [-]
$M_{pl,1}$	plastisches Moment eines einzelnen Verbindungsmittels [Nmm]
$d^*$	Durchmesser des VM-Elements [mm]
$f_u$	Zugfestigkeit [ $\text{N/mm}^2$ ]
$d_1$	Durchmesser eines einzelnen Verbindungsmittels [mm]

Die Veränderung des Durchmessers hat auch einen Einfluss auf die Steifigkeit der VM-Elemente. Daher muss anschließend auch der Steifigkeitsbeiwert  $\kappa_{EI}^*$  entsprechend angepasst werden:

$$\kappa_{EI}^* = \frac{K^* \cdot l_{VME}^3}{12 \cdot EI^*} \quad (6.24)$$

mit

$$I^* = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{d^*}{2} \right)^4 \quad (6.25)$$

und

$$K^* = n \cdot K_1 \quad (6.26)$$

### 6.3.5 Ermittlung von Teilsteifigkeiten aus Bauteilversuchen

Wie bereits zu Beginn des Kapitels beschrieben, kann das Erstellen des FE-Modells ohne eine Kalibrierung anhand von Versuchen erfolgen. Lediglich die Länge  $l_{VME}$  des VM-Elements wird über eine einfache, mechanisch herleitbare Gleichung ermittelt (vgl. Abschnitt 6.3.1).

Die Ergebnisse aus dem Rechenmodell zur Steifigkeit der Wandelemente werden um so genauer, je mehr Kenntnisse über die Steifigkeiten der Verbindungen und der Verankerung bekannt sind. Die Steifigkeit der Verbindungsmittel kann sowohl über normative Ansätze berechnet als auch anhand von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten ermittelt werden. Bei der Ermittlung der Zug- und Drucksteifigkeit der Verankerung ist die Ausgangssituation etwas komplizierter: Hier liegen, auch aufgrund der Vielzahl an möglichen Verankerungssystemen, keine normativen Regelungen zur Bestimmung der Steifigkeiten vor. Zwar gibt es in der Literatur z.B. bei *Görlacher et al.* [Gör99] Angaben zur Steifigkeit bei Schwellenpressungen, allerdings lässt sich die Druckverankerung nicht auf eine reine Schwellenpressung zurückführen: Zum einen wirken auch die Zuganker mit (wenn auch deutlich weicher als bei einer Zugbeanspruchung), zum anderen sind die Schwellen und die Randstiele üblicherweise über selbstbohrende Schrauben oder vergleichbare Konstruktionen miteinander verbunden, welche ebenfalls einen erheblichen Einfluss auf die Steifigkeit der Verankerung haben können.

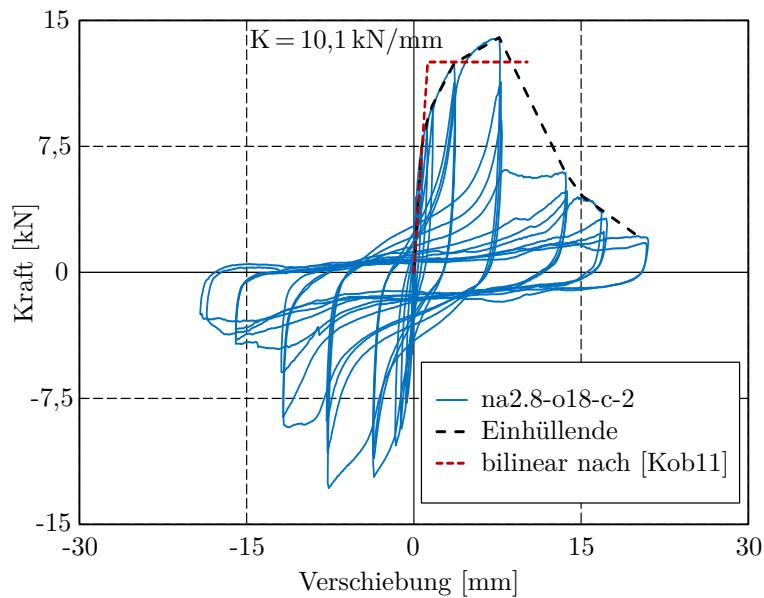
Aus den genannten Gründen kann es sinnvoll sein, die Teilsteifigkeiten anhand von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten und Verankerungssystemen zu bestimmen. Im Folgenden soll nun das Verfahren vorgestellt werden, mit welchem in dieser Arbeit die Verformungscharakteristik von Verbindungsmitteln und Verankerungselementen aus Versuchen abgeleitet wurde.

Grundsätzlich wird empfohlen, für die Steifigkeit des VM-Elements auf  $K_{ser}$  nach [DIN EN 1995-1-1] zurückzugreifen, da sich hier eine gute Übereinstimmung mit

den Versuchsergebnissen zeigte (vgl. Kapitel 7). Da für die Steifigkeit der Verankerung bisher keine experimentell abgesicherten Bemessungsansätze vorliegen, können für einen ersten Ansatz die in Abschnitt 7.1.5 aus Versuchsergebnissen abgeleiteten Steifigkeitswerte  $K_c$  und  $K_t$  verwendet werden.

### Ermittlung der Steifigkeit des VM-Elements

Wenn die Steifigkeit eines Verbindungsmittels anhand von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten bestimmt werden soll, können unterschiedliche Verfahren verwendet werden. In Kapitel 4 wurden einige dieser Varianten vorgestellt. Die größte Plausibilität und Durchgängigkeit hat die Vorgehensweise nach *Kobayashi und Yasumura* [Kob11] unter Berücksichtigung der Energieäquivalenz (vgl. Abschnitt 4.1.2), weshalb diese bei der Validierung des FE-Modells verwendet und generell empfohlen wird. Abbildung 6.10 zeigt ein Beispiel für die auf diese Weise ermittelte Steifigkeit eines Versuchskörpers mit zwölf Nägeln. Die Steifigkeit pro Verbindungsmittel beträgt dementsprechend ein Zwölftel dieses Wertes.

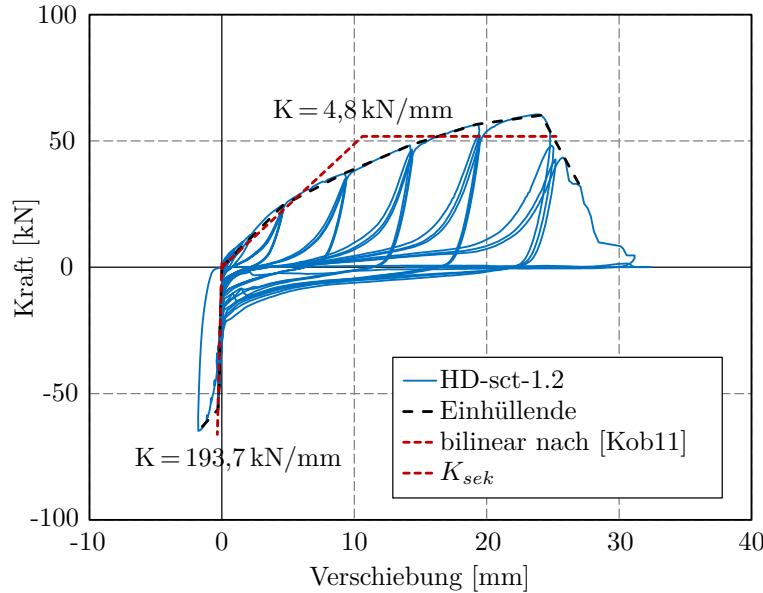


**Abbildung 6.10:** Beispiel für eine Last-Verformungskurve eines zyklischen Versuchs an Verbindungsmitteleinheiten mit zwölf Nägeln mit äquivalenter bilinearer Vereinfachung

### Ermittlung der Zug- und Drucksteifigkeit der Verankerung

Vergleicht man die Verformungen der Verankerung von Holzrahmenwänden unter einer Zugbeanspruchung mit denen aus einer Druckbeanspruchung, so stellt man fest, dass diese grundlegend verschieden sind. Während das Trag- und Verformungsverhalten unter Zugbeanspruchung – bei planmäßigem Versagen der Verbindungsmitte zwischen Zuganker und Stiel – den aus Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten bekannten Verlauf aufweist, steigt sich die Last unter Druckbeanspruchung schon bei sehr kleinen Verformungen erheblich. Auch hier kann ein anschließendes quasi plastisches Verhalten

beobachtet werden – eine abfallende Last stellt sich allerdings nicht ein. Abbildung 6.11 zeigt das Trag- und Verformungsverhalten eines Verankerungsdetails unter zyklischer Zug- und Druckbeanspruchung. Für den Zugbereich wird auch hier das Verfahren nach *Kobayashi und Yasumura* [Kob11] zur Bestimmung der Steifigkeit verwendet. Dieses Verfahren kommt im Druckbereich aufgrund des fehlenden Lastabfalls allerdings nicht infrage: Hier wird daher die zwischen 10 % und 40 % der maximalen Last ermittelten Sekantensteifigkeiten  $K_{sek}$  verwendet.



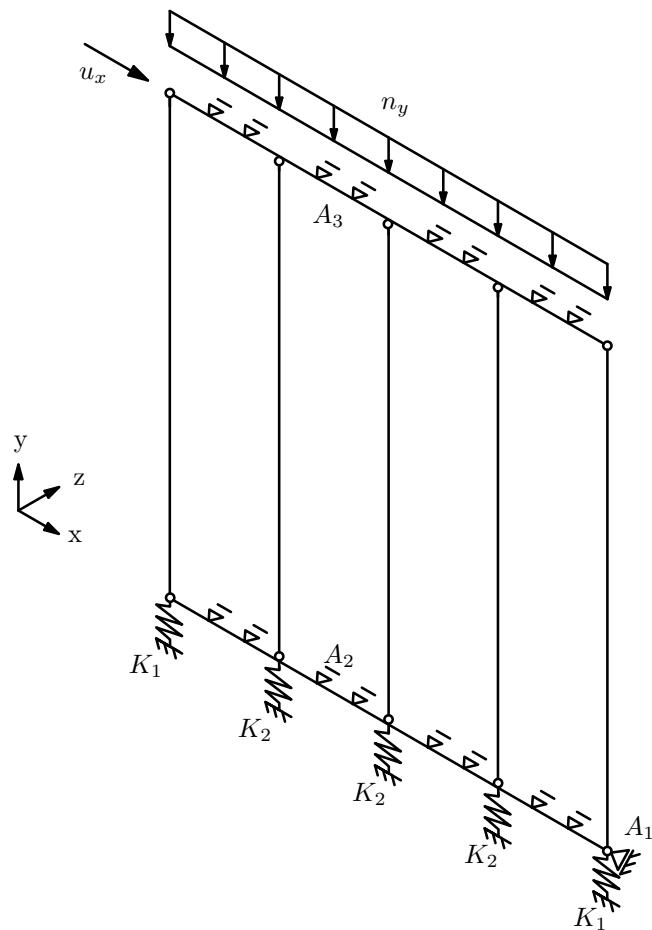
**Abbildung 6.11:** Beispiel für eine Last-Verformungskurve eines zyklischen Verankerungsversuchs mit Ermittlung der Zug- und Drucksteifigkeiten

## 6.4 Kontaktbedingungen, Verankerung und Lasteinleitung

In diesem Abschnitt werden die Auflagerbedingungen der Verankerung, die Kontaktbedingungen zwischen den einzelnen Bauteilen und die Art der Lasteinleitung erläutert. Eine Übersicht hierzu ist in Abbildung 6.12 dargestellt.

### 6.4.1 Horizontalverankerung

Die Wandelemente müssen im FE-Modell gegen horizontale Verschiebungen verankert werden. Dies erfolgt, wie in den durchgeführten Versuchen mit stirnseitiger Verankerung, über die stirnseitige Festhaltung der Schwelle (vgl.  $A_1$  in Abb. 6.12). Außerdem wird eine Verschiebung der Rippen in der Ebene durch entsprechende Festhaltungen der Schwelle und des Rähms verhindert (vgl.  $A_2$  und  $A_3$  in Abb. 6.12).



**Abbildung 6.12:** Isometrische Darstellung des statischen Systems einer Holzrahmenwand mit Verankerung, Lasteinleitung und Kontaktbedingungen

### 6.4.2 Druck- und Zugverankerung

Die Schwellenpressung und die Zugverankerung werden über in y-Richtung orientierte Federelemente modelliert, die nichtlineares Trag- und Verformungsverhalten in Druck- und Zugrichtung abbilden können (vgl.  $K_1$  und  $K_2$  in Abb. 6.12). Die Eingabe erfolgt über eine Kraft-Verformungskennlinie, die sowohl auf analytischen Ansätzen als auch auf Verankerungsversuchen beruhen kann.

### 6.4.3 Kontakt zwischen Rippen, Beplankung und VM-Elementen

Schwellen und Rähm werden als durchlaufende Balken modelliert, die gelenkig mit den Stielen verbunden sind (vgl. Abb. 6.12). Der Kontakt zwischen den VM-Elementen und der Beplankung auf der einen und den Rippen auf der anderen Seite ist biegesteif, wie bereits zu Beginn des Kapitels erläutert wurde.

#### 6.4.4 Kontakt und Reibung bei Plattenstößen

Bei Holzrahmenwänden, deren Beplankung aus mehr als einer Platte besteht, kann der Kontakt der Beplankungsplatten untereinander grundsätzlich zu einer Beeinflussung des globalen Trag- und Verformungsverhaltens der Wandelemente führen. Auf eine Modellierung dieser Kontaktbedingungen wird im entwickelten FE-Modell verzichtet. Die Gründe hierfür sind folgende:

- Ob eine Beeinflussung stattfindet und wie groß diese ist, hängt von einer Reihe von Randbedingungen ab. Wenn zwischen den Beplankungsplatten eine kleine Fuge ausgebildet wird, entsteht kein Kontakt bzw. es sind dafür große Verformungen notwendig, so dass davon ausgegangen werden kann, dass keine Beeinflussung stattfindet.
- Wenn die Beplankungsplatten ohne Fuge angebracht sind, ist die Beeinflussung abhängig von der auf den Kontaktstoß einwirkende Normalkraft und dem Reibungsbeiwert  $\mu$ . *Vessby und Källsner* (vgl. Abschnitt 3.2) modellierten den Kontaktstoß über Federelemente und kamen zu dem Ergebnis, dass die Normalkräfte auf den Kontaktstoß sehr klein sind (je nach Verankerungssituation zwischen 1 kN und 6 kN). Wenn dieser Effekt aufgrund der Vollständigkeit dennoch modelliert werden soll, ist die Größe des Reibungsbeiwerts  $\mu$  eine weitere Unbekannte. Veröffentlichungen zu Reibungsbeiwerten für einen Kontakt der Stirnflächen von Beplankungswerkstoffen sind den Autoren dieser Arbeit nicht bekannt – die Ermittlung von aussagekräftigen Werten würde daher die Durchführung von zusätzlichen Nebenversuchen voraussetzen.
- Eigene numerische Untersuchungen an vereinfachten Wandelementen, bei denen die Beplankungsplatten mit Volumenelementen modelliert wurden, zeigten für angenommene Reibungsbeiwerte von  $\mu = 0,5$  und  $\mu = 1,0$  ebenfalls keinen erkennbaren Einfluss des Kontakts der Beplankungsplatten untereinander auf das globale Trag- und Verformungsverhalten der Wandelemente.
- Ein Anspruch an das entwickelte FE-Modell ist es, möglichst einfache und allgemein verfügbare Elementtypen zu verwenden, die auch in kommerziellen Programmen verfügbar sind. Eine Modellierung der Kontaktbedingungen würde diesem Anspruch nicht gerecht werden.

#### 6.4.5 Auflast und Horizontalbeanspruchung

Die auf das Wandelement einwirkende Auflast wird als Linienlast  $n_y$  in das Rähm eingeleitet (vgl. Abb. 6.12). Erst nach Aufbringung der Auflast erfolgt die Einleitung der Horizontalverformung  $u_x$ .



# 7 Validierung des FE-Modells

## 7.1 Vergleich der einzelnen Modellierungsstufen

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Modellierung, wie sie in Kapitel 6 beschrieben wurden, auf unterschiedlichen Tiefen miteinander verglichen. Es wird gezeigt, welchen Einfluss die vorgeschlagenen Parameter auf die Modellierung des globalen Trag- und Verformungsverhaltens der Wandelemente haben. Dafür werden die Last-Verformungskurven aus der FE-Modellierung mit denen aus den entsprechenden Wandversuchen verglichen. In Abschnitt 7.1.1 wird eine Übersicht und eine kurze Beschreibung der einzelnen Modellierungsstufen gegeben. In den Abschnitten 7.1.2 bis 7.1.8 werden diese erläutert und die entsprechenden Parameter des VM-Elements und der Verankerung bestimmt. Die Validierung erfolgt anhand der Wandversuche WL-3.3 und WL-3.4.

### 7.1.1 Stufen der Modellierung

In Kapitel 6 wurde ein gleichzeitig einfacher und wirkungsvoller Modellierungsansatz vorgestellt, der durch eine begrenzte Anzahl einfach bestimbarer Parameter eine gute Abschätzung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holzrahmenwänden ermöglicht. Welchen Einfluss die einzelnen Parameter auf die Steifigkeit und die Tragfähigkeit des Modells haben, soll nun Schritt für Schritt gezeigt werden. Tabelle 7.1 gibt einen Überblick über die Modellierungsstufen.

Die Modelle 1 und 2 zeigen das Grundmodell ohne Kontakt der Rippen untereinander, das in der Tragfähigkeit die Werte aus der Bemessung nach der Schubfeldmethode erreicht. Im Gegensatz zu Modell 1 wird in Modell 2 eine reduzierte Steifigkeit des VM-Elements berücksichtigt. Bei Modell 3 wird eine gelenkige Verbindung der Rippen untereinander angesetzt, wie sie bei den Bauteilversuchen vorhanden war. In Modell 4 wurde die Nachgiebigkeit der Verankerung implementiert, welche in den Versuchen an Verankerungsdetails (vgl. Abschnitt 5.4) ermittelt werden konnte. Bis hierhin wird die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel unterschätzt, da die Überfestigkeit, welche auf unterschiedliche Phänomene zurückzuführen ist (vgl. *Schick et al. [Sch13]*), nicht erfasst wird. Modell 5 berücksichtigt diese über einen entsprechenden Überfestigkeitsbeiwert. Modell 6 beschreibt, wie zur Vereinfachung des Modellierungsaufwands mehrere Verbindungsmittel durch ein VM-Element abgebildet werden können.

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
reduzierte Steifigkeit der Verbindung	nein	ja	ja	ja	ja	ja
Verbindung der Rippen	nein	nein	ja	ja	ja	ja
nachgiebige Verankerung	nein	nein	nein	ja	ja	ja
Berücksichtigung der Überfestigkeit	nein	nein	nein	nein	ja	ja
Abilden mehrerer VM durch ein VM-Element	nein	nein	nein	nein	nein	ja

**Tabelle 7.1:** Übersicht der Modelle 1 bis 6 und der jeweiligen Parameter

### 7.1.2 Grundmodell (M1)

Modell 1 beschreibt das Grundmodell, welches die Vereinfachungen des Schubfeldmodells im statischen System abbildet. Dies erfolgt durch das Entfernen der Gelenke im Kontaktbereich der Rippen untereinander. Die benötigten Eingangswerte und Parameter werden im Folgenden aufgeführt bzw. berechnet. Alle Werte sind auch in der Übersichtstabelle (vgl. Tab. 7.3) angegeben.

Für die Ermittlung der Länge des VM-Elements  $l_{VME}$  werden die charakteristische Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels  $F_{f,Rk}$  nach [DIN EN 1995-1-1] sowie das vollplastische Moment  $M_{pl}$  nach Gleichung 6.14 benötigt. Die Eingangswerte sind:

- Verbindungsmittel: Nagel

$$d = 2,8 \text{ mm}$$

$$l = 65 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

- Beplankung: OSB/3

$$t = 18 \text{ mm}$$

$$t_{pen} = 65 \text{ mm} - 18 \text{ mm} = 47 \text{ mm}$$

$$\rho_{k,Bp} = 550 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{m,Bp} = 1,1 \cdot 550 \text{ kg/m}^3 = 605 \text{ kg/m}^3 \text{ (Annahme wie für BSH)}$$

- Rippen: KVH C24

$$\rho_{k,Hz} = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{m,Hz} = 420 \text{ kg/m}^3$$

Das vollplastische Moment  $M_{pl}$  berechnet sich hieraus wie folgt:

$$M_{pl} = \frac{1}{6} \cdot 600 \text{ N/mm}^2 \cdot (2,8 \text{ mm})^3 = 2195 \text{ Nmm}$$

Für die Ermittlung von  $F_{f,Rk}$  ist die Berechnung weiterer Eingangswerte notwendig:

$$\begin{aligned} M_{y,Rk} &= 0,30 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \\ &= 0,30 \cdot 600 \text{ N/mm}^2 \cdot (2,8 \text{ mm})^{2,6} \\ &= 2617 \text{ Nmm} \end{aligned} \tag{7.1}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^4 \\ &= \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{2,8 \text{ mm}}{2}\right)^4 \\ &= 3,017 \text{ mm}^4 \end{aligned} \tag{7.2}$$

$$\begin{aligned} f_{h,1} &= 65 \cdot d^{-0,7} \cdot t_1^{0,1} \\ &= 65 \cdot (2,8 \text{ mm})^{-0,7} \cdot (18 \text{ mm})^{0,1} \\ &= 42,21 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \tag{7.3}$$

$$\begin{aligned} f_{h,2} &= 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} \\ &= 0,082 \cdot 350 \text{ kg/m}^3 \cdot (2,8 \text{ mm})^{-0,3} \\ &= 21,07 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \tag{7.4}$$

$$\beta = \frac{f_{h,2}}{f_{h,1}} = \frac{21,07 \text{ N/mm}^2}{42,21 \text{ N/mm}^2} = 0,499 [-] \tag{7.5}$$

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k = 20 \cdot 10^{-6} \cdot 350 \text{ kg/m}^3 = 2,45 \text{ N/mm}^2 \tag{7.6}$$

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} = 2,45 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,8 \text{ mm} \cdot 47 \text{ mm} = 322 \text{ N} \tag{7.7}$$

Bei der Bemessung wird der Versagensmechanismus 6 (vgl. Gl. 6.6) unter Berücksichtigung der Anpassungen nach [DIN EN 1995-1-1] maßgebend:

$$\begin{aligned} F_{f,Rk} &= 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ &= 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,499}{1 + 0,499}} \cdot \sqrt{2 \cdot 2617 \text{ Nmm} \cdot 42,21 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,8 \text{ mm}} + \frac{322 \text{ N}}{4} \\ &= 819 \text{ N} \end{aligned} \quad (7.8)$$

Die Länge des VM-Elements  $l_{VME}$  wird dann anhand von Gleichung 6.13 berechnet:

$$l_{VME} = \frac{2 \cdot M_{pl}}{F_{f,Rk}} = \frac{2 \cdot 2195 \text{ Nmm}}{819 \text{ N}} = 5,36 \text{ mm}$$

### 7.1.3 Steifigkeit des VM-Elements (M2)

Modell 2 entspricht dem gleichen statischen System, allerdings wird die reduzierte Steifigkeit des VM-Elements aufgrund der Lochleibung bei der realen Verbindung berücksichtigt. Für die Steifigkeit wird der Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  entsprechend [DIN EN 1995-1-1] angesetzt. Hierfür wird der Mittelwert der Rohdichten über die Gleichung  $\rho_{mean} = \sqrt{\rho_{m,Bp} \cdot \rho_{m,Hz}}$  bestimmt. Da für Holzwerkstoffplatten keine Normwerte für die mittleren Rohdichten vorliegen, wurde die Rohdichte der OSB-Platten bestimmt über  $\rho_{m,Bp} = 1,1 \cdot \rho_{k,Bp}$ . Der gleiche Faktor wird von *Colling* u.a. in den *Schneider Bautabellen* [Gor12] für das ebenfalls industriell gefertigte Brettschichtholz angegeben.

Die mittlere Rohdichte beträgt:

$$\begin{aligned} \rho_{mean} &= \sqrt{\rho_{m,Bp} \cdot \rho_{m,Hz}} \\ &= \sqrt{605 \text{ kg/m}^3 \cdot 420 \text{ kg/m}^3} \\ &= 504 \text{ kg/m}^3 \end{aligned} \quad (7.9)$$

Hieraus folgt für  $K_{ser}$ :

$$K_{ser} = \frac{\rho_{mean}^{1,5} \cdot d^{0,8}}{30} = \frac{(504 \text{ kg/m}^3)^{1,5} \cdot (2,8 \text{ mm})^{0,8}}{30} = 860 \text{ N/mm} \quad (7.10)$$

Daraus ergibt sich nach Gleichung 6.20 folgender Steifigkeitsbeiwert  $\kappa_{EI}$ :

$$\kappa_{EI} = \frac{K \cdot l_{VME}^3}{12 \cdot EI} = \frac{860 \text{ N/mm} \cdot (5,36 \text{ mm})^3}{12 \cdot 200.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 3,017 \text{ mm}^4} = 0,0183 [-]$$

### 7.1.4 Kontaktbedingungen der Rippen (M3)

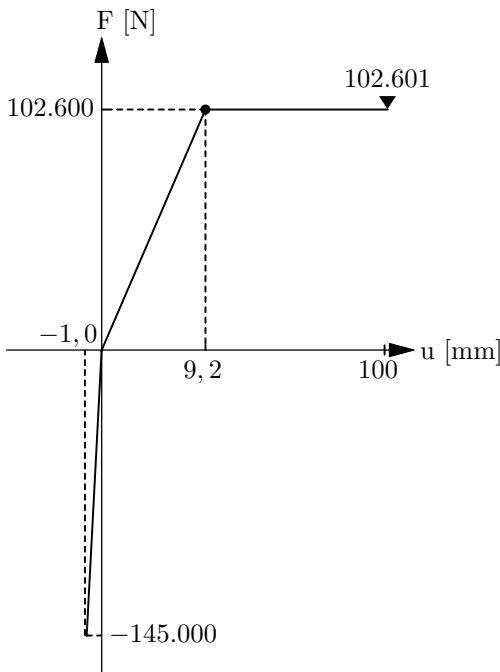
Bei den Wandversuchen war eine Verdrehung zwischen Schwelle und Rähm zu den Stielen erkennbar, während ein Versagen der genagelten bzw. geschraubten Verbindungen nur in seltenen Fällen beobachtet wurde. Daher wurde der Kontakt zwischen den Rippen in Modell 3 als gelenkige Verbindung abgebildet. Die Parameter des VM-Elements bleiben im Vergleich zu Modell 2 unverändert.

### 7.1.5 Nachgiebigkeit der Verankerung (M4)

Wie bereits in Abschnitt 6.3.5 beschrieben, erfolgt die Ermittlung der Federkennlinie in Zugrichtung über den bilinearen Ansatz nach *Kobayashi und Yasumura* [Kob11] und in Druckrichtung über die Sekantensteifigkeit. In Tabelle 7.2 sind die relevanten Einzelwerte der Verankerungsversuche HD-sct-1.1 bis -1.4 aufgeführt. Dies umfasst die Verformung  $D_y$  und die Kraft  $F_y$  am Fließpunkt und die daraus resultierende Steifigkeit  $K_t$  für eine Zugbeanspruchung sowie  $K_c$  in Druckrichtung (Schwellenpressung). Abbildung 7.1 gibt die hieraus resultierenden Werte für die Federelemente an (der Wert für die Zugkraft entspricht dem doppelten Wert aus den Verankerungsversuchen, da bei den Wandversuchen jeweils zwei Zuganker zur Anwendung kamen). In Modell 4 sind die Nachgiebigkeiten der Verankerung über die Mittelwerte nach Tabelle 7.2 implementiert.

Verankerungsversuch	$D_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$K_t$ [kN/mm]	$K_c$ [kN/mm]
HD-sct-1.1	7,6	48,5	6,35	-
HD-sct-1.2	10,6	51,8	4,88	158,0
HD-sct-1.3	11,3	56,8	5,05	183,0
HD-sct-1.4	7,2	48,2	6,72	95,8
Mittelwerte	9,2	51,3	5,75	145,6

**Tabelle 7.2:** Ermittlung der Federkennlinie zur Modellierung der Verankerung aus Versuchsergebnissen



**Abbildung 7.1:** Materialgesetz für die Federelemente der Verankerung

### 7.1.6 Überfestigkeit der Verbindungsmitte (M5)

Als letzter Einflussparameter wird in Modell 5 die Überfestigkeit der Verbindungsmitte durch den Beiwert  $\gamma_{VM}$  erfasst. Für eine Auswahl an Verbindungsmitteln kann der Überfestigkeitsbeiwert auch direkt aus *Schick et al.* [Sch13] bestimmt werden. Dies erfolgt über die Multiplikation der Beiwerte  $\gamma_{mat}$  zur Berücksichtigung der Differenz zwischen charakteristischen Werten und Mittelwerten der Materialien und  $\gamma_{mech}$  zur Berücksichtigung mechanischer Einflüsse wie Reibung, erhöhter Auszugsfestigkeiten und Modellgenauigkeiten:

$$\gamma_{VM} = \gamma_{mat} \cdot \gamma_{mech} \quad (7.11)$$

Allgemein gilt die Beziehung aus Gleichung 6.21 mit  $F_{f,Rm} = 1110 \text{ N}$  nach Abschnitt 5.3:

$$\gamma_{VM} = \frac{F_{f,Rm}}{F_{f,Rk}} = \frac{1110 \text{ N}}{819 \text{ N}} = 1,355 [-] \quad (7.12)$$

### 7.1.7 Zusammenstellung der Modellparameter

Tabelle 7.3 enthält die Materialkennwerte, Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und die Parameter des VM-Elements für die Modelle 1 bis 5 im Überblick. Neben den Werten sind auch die zugehörigen Formelnummern angegeben. Die entsprechenden Rechnungen wurden in diesem Abschnitt bereits dokumentiert.

Bezeichnung	Bauteil	Formel	Wert
$d$ [mm]	VM	-	2.8
$l$ [mm]	VM	-	65
$f_{u,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	VM	-	600
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	VM	-	200.000
$t$ [mm]	Beplankung	-	18
$t_{pen}$ [mm]	Verbindung	$l - t$	47
$\rho_{k,Bp}/\rho_{m,Bp}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Beplankung	-	550/605
$\rho_{k,Hz}/\rho_{m,Hz}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Rippen	-	350/420
$\rho_{mean}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Rippen/Bopl.	Gl. 7.9	504
$M_{pl}$ [Nmm]	VM	Gl. 6.14	2195
$M_{y,Rk}$ [Nmm]	VM	Gl. 7.1	2617
$I$ [mm <sup>4</sup> ]	VM	Gl. 7.2	3,017
$f_{h,1,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Beplankung	Gl. 7.3	42,21
$f_{h,2,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rippen	Gl. 7.4	21,07
$\beta$ [-]	-	Gl. 7.5	0,499
$f_{ax,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verbindung	Gl. 7.6	2,45
$F_{ax,Rk}$ [N]	Verbindung	Gl. 7.7	322
$F_{f,Rk}$ [N]	Verbindung	Gl. 7.8	819
$K_{ser}$ [N/mm]	Verbindung	Gl. 7.10	860
$F_{f,Rm}$ [N]	Verbindung	Abschnitt 5.3	1110
$l_{VME}$ [mm]	VM-Element	Gl. 6.13	5,36
$\kappa_{EI}$ [-]	VM-Element	Gl. 6.20	0,0183
$\gamma_{VM}$ [-]	VM-Element	Gl. 6.21	1,355
$K_t$ [kN/mm]	Verankerung	Tab. 7.2	5,75
$K_c$ [kN/mm]	Verankerung	Tab. 7.2	145,6

**Tabelle 7.3:** Materialkennwerte, Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und Parameter des VM-Elements für die Modelle 1 bis 5

### 7.1.8 Abbilden mehrerer Verbindungsmittel durch ein VM-Element (M6)

Die Abbildung von mehreren Verbindungsmitteln durch ein VM-Element kann den Modellierungsaufwand deutlich reduzieren. Immerhin wurden bei den hier untersuchten Wandelementen insgesamt 224 Nägel verwendet – bei den Wänden mit beidseitiger Beplankung sogar doppelt so viele. Bei den Modellen 6a bis 6d werden je zwei, vier, acht bzw. sechzehn Verbindungsmittel durch ein VM-Element abgebildet, wobei der VM-Durchmesser, die Steifigkeit sowie das Flächenträgheitsmoment entsprechend der Gleichungen 6.23, 6.25 und 6.26 umgerechnet werden müssen:

$$(n=2) \quad d^* = \sqrt[3]{2 \cdot (2,8 \text{ mm})^3} = 3,528 \text{ mm}$$

$$(n=4) \quad d^* = \sqrt[3]{4 \cdot (2,8 \text{ mm})^3} = 4,444 \text{ mm}$$

$$(n=8) \quad d^* = \sqrt[3]{8 \cdot (2,8 \text{ mm})^3} = 5,6 \text{ mm}$$

$$(n=16) \quad d^* = \sqrt[3]{16 \cdot (2,8 \text{ mm})^3} = 7,056 \text{ mm}$$

$$(n=2) \quad I^* = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{3,528 \text{ mm}}{2} \right)^4 = 7,603 \text{ mm}^4$$

$$(n=4) \quad I^* = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{4,444 \text{ mm}}{2} \right)^4 = 19,145 \text{ mm}^4$$

$$(n=8) \quad I^* = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{5,6 \text{ mm}}{2} \right)^4 = 48,275 \text{ mm}^4$$

$$(n=16) \quad I^* = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{7,056 \text{ mm}}{2} \right)^4 = 121,645 \text{ mm}^4$$

$$(n=2) \quad K^* = 2 \cdot 860 \text{ N/mm} = 1720 \text{ N/mm}$$

$$(n=4) \quad K^* = 4 \cdot 860 \text{ N/mm} = 3440 \text{ N/mm}$$

$$(n=8) \quad K^* = 8 \cdot 860 \text{ N/mm} = 6880 \text{ N/mm}$$

$$(n=16) \quad K^* = 16 \cdot 860 \text{ N/mm} = 13760 \text{ N/mm}$$

Mit den angepassten Werten für  $I^*$  und  $K^*$  werden nun anhand von Gleichung 6.24 die jeweiligen Steifigkeitsbeiwerte ermittelt:

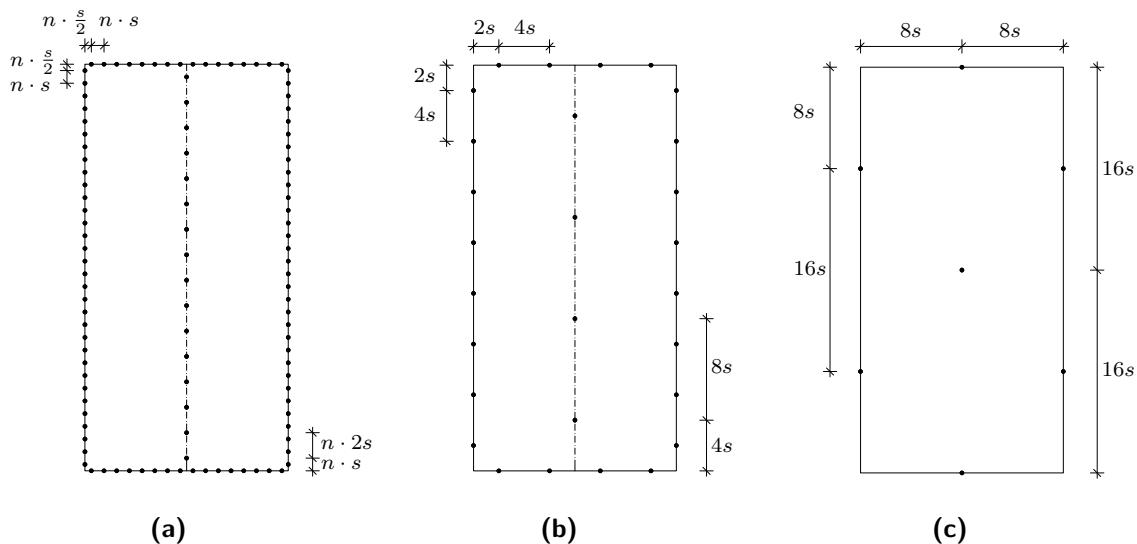
$$(n=2) \quad \kappa_{EI}^* = \frac{1720 \text{ N/mm} \cdot (5,36 \text{ mm})^3}{12 \cdot 200.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 7,603 \text{ mm}^4} = 0,01452$$

$$(n=4) \quad \kappa_{EI}^* = \frac{3440 \text{ N/mm} \cdot (5,36 \text{ mm})^3}{12 \cdot 200.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 19,145 \text{ mm}^4} = 0,01153$$

$$(n=8) \quad \kappa_{EI}^* = \frac{6880 \text{ N/mm} \cdot (5,36 \text{ mm})^3}{12 \cdot 200.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 48,275 \text{ mm}^4} = 0,00914$$

$$(n=16) \quad \kappa_{EI}^* = \frac{13760 \text{ N/mm} \cdot (5,36 \text{ mm})^3}{12 \cdot 200.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 121,645 \text{ mm}^4} = 0,00726$$

Durch die Reduzierung der Anzahl an VM-Elementen verändert sich auch deren Position entlang der Rippen bzw. der Beplankungsräder. Abbildung 7.2 zeigt die Positionen der Verbindungsmitte entsprechen der jeweiligen Anzahl an VM-Elementen für den allgemeinen Fall (Darstellung für  $n = 1$ ) und die Varianten  $n = 4$  und  $n = 16$ .



**Abbildung 7.2:** Positionen der VM-Elemente in Abhängigkeit der Anzahl abgebildeter Verbindungsmitte; (a) für den allgemeinen Fall oder  $n=1$ , (b) für  $n=4$ , (c) für  $n=16$

### 7.1.9 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

In Abbildung 7.3 werden die Ergebnisse der Modellierungen gezeigt und mit den Einhüllenden der Last-Verformungskurven der Wandversuche WL-3.3 und WL-3.4 verglichen.

Modell 1 zeigt noch deutliche Unterschiede im Vergleich zu den Wandversuchen (vgl. Abb. 7.3a). Durch die Verwendung des Steifigkeitsbeiwertes  $\kappa_{EI}$  nähert sich die

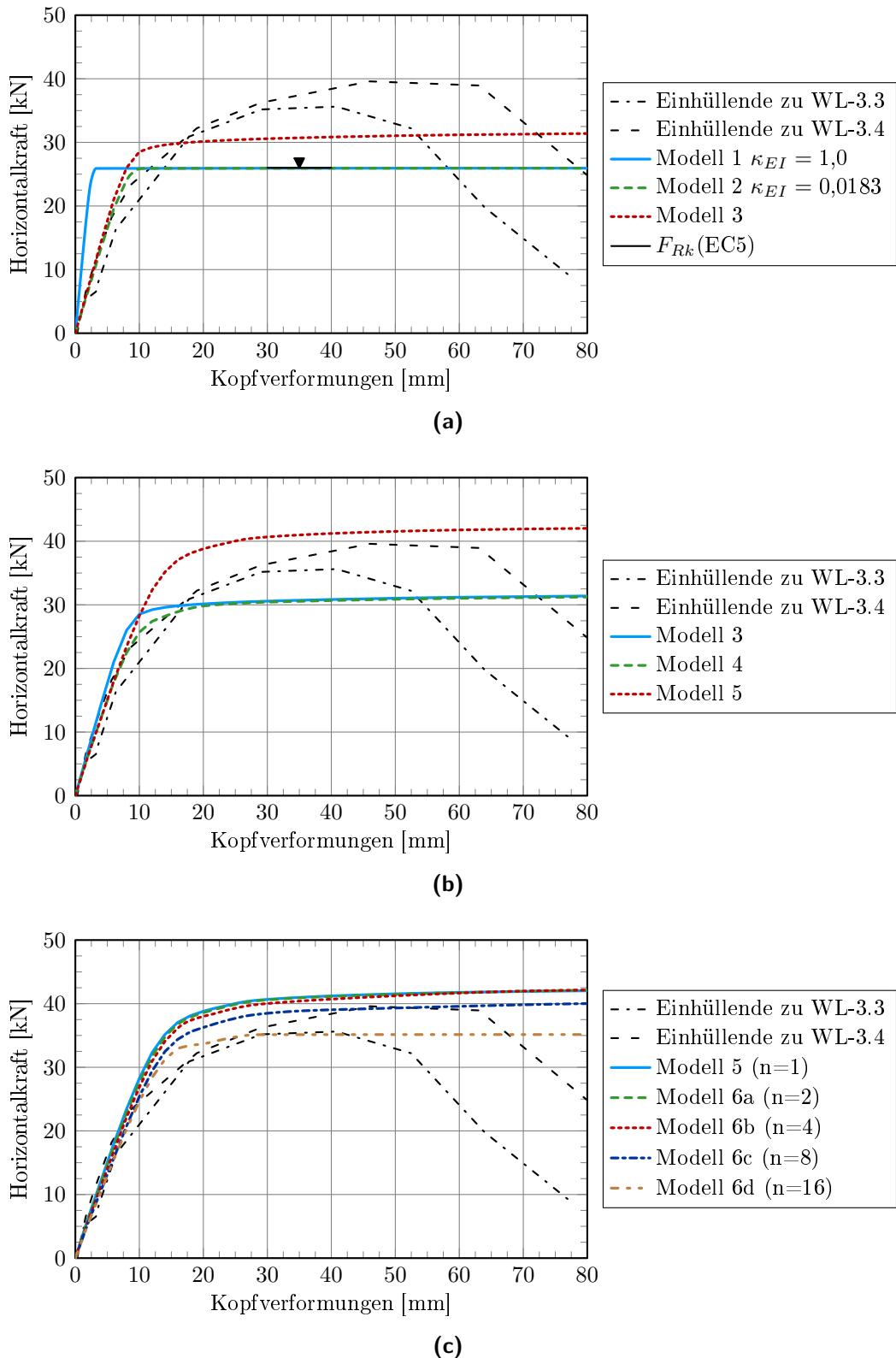
Steifigkeit des Modells 2 schon stark an die Anfangssteifigkeit der Einhüllenden an. Die Optimierung des statischen Systems durch die gelenkige Verbindung der Rippen untereinander führt zu einer Steigerung der Tragfähigkeit um 21 % und zu einer geringfügigen Erhöhung der Wandsteifigkeit.

Durch die Berücksichtigung der Steifigkeit der Verankerung in Modell 4 wird die Wandsteifigkeit reduziert (vgl. Abb. 7.3b). Die Tragfähigkeit bleibt hiervon unbeeinflusst. In Modell 5 wird der Einfluss des Überfestigkeitsbeiwertes  $\gamma_{VM}$  deutlich: Die Tragfähigkeit steigert sich entsprechend des Wertes von 1,355 um 35,5 %. Vergleicht man die Last-Verformungskurve mit den Einhüllenden der Wandversuche WL-3.3 und WL-3.4, so zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung im Bereich der Anfangssteifigkeit bis ca. 50 % der Maximallast. Diese wiederum liegt etwas höher als die Maximallasten des Versuchs WL-3.3 (+17 %) und des Versuchs WL-3.4 (+5 %).

Das Modell 5 stellt somit eine sehr zufriedenstellende Abbildung des Last-Verformungsverhaltens der entsprechenden Wandversuche dar. Ein genaueres „Nachfahren“ der realen Versuchskurven könnte dadurch erreicht werden, dass das Materialverhalten der VM-Elemente zwischen dem linear-elastischen und dem ideal plastischen Bereich um einen Bereich mit reduzierter Steifigkeit ergänzt wird. Es stellt sich dabei allerdings die Frage, welchen Mehrwert diese zusätzlichen Informationen aus der Modellierung liefern würden und welcher Aufwand bei der Ermittlung der Eingangsparameter betrieben werden soll. Der Grundsatz einer ausreichend genauen Modellierung, ohne die Notwendigkeit von aufwendigen experimentellen Untersuchungen, steht hier im Vordergrund. Wenn die reduzierte Steifigkeit im Bereich höherer Tragfähigkeiten von Interesse ist, kann der Steifigkeitsbeiwert  $\kappa_{EI}$  auch unter Berücksichtigung von  $K_u = 2/3K_{ser}$  ermittelt werden.

Abbildung 7.3c zeigt, welchen Einfluss das Abbilden von mehreren Verbindungsmitteln durch ein VM-Element auf die Steifigkeit und die Tragfähigkeit eines Wandmodells hat. Auf die Veränderung der Positionen der Verbindungsmittel entsprechend der Anzahl der modellierten VM-Elemente wurde bereits eingegangen (vgl. Abb. 7.2). Da sowohl die Intensität der Beanspruchung als auch die Beanspruchungsrichtung von der Position abhängen, kann dies zu Unterschieden im Last-Verformungsverhalten führen. Dieser Effekt wird umso größer, je mehr Verbindungsmittel durch ein VM-Element abgebildet werden. Das Modell 6a, bei welchem jedes zweite Verbindungsmittel modelliert wurde (16 VM-Elemente pro Außenstiel), hat einen nahezu deckungsgleichen Verlauf wie das Modell 5, bei dem alle Verbindungsmittel durch ein VM-Element abgebildet wurden (32 VM-Elemente pro Außenstiel). Auch bei einer Reduzierung der VM-Elemente mit n=4 (Modell 6b, 8 VM-Elemente pro Außenstiel) zeigen sich nur im Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich geringfügige Abweichungen von Modell 5. Bei den Modellen 6c (n=8, 4 VM-Elemente pro Außenstiel) und 6d (n=16, 2 VM-Elemente pro Außenstiel) wird deutlich, dass die Reduzierung Grenzen hat – hier sind die Abweichungen vor allem in der Tragfähigkeit erheblich (vgl. 5 % und 15 %).

Es wird daher empfohlen, pro Außenstiel mindestens acht VM-Elemente zu verwenden, wie sie bei Modell 6b (n=4) zur Anwendung kamen.



**Abbildung 7.3:** Vergleich der Last-Verformungskurven der Modelle 1 bis 6 mit den Einhüllenden der Wandversuche WL-3.3 und WL-3.4 (zugehörige Parameter s. Tab. 7.3)

## 7.2 Vergleich anhand unterschiedlicher Wandkonfigurationen

In diesem Abschnitt erfolgt die Validierung des FE-Modells anhand von sechs unterschiedlichen Wandkonfigurationen. Für den Vergleich werden die Modelle 4 (ohne Berücksichtigung der Überfestigkeit) und 5 (mit Berücksichtigung der Überfestigkeit) herangezogen. Bei den OSB-beplankten Wandelementen mit Nägeln werden alle Verbindungsmitte durch jeweils ein VM-Element abgebildet. Bei den GFB-beplankten Wänden wird jeder Schaft modelliert, d.h. bei gleichem Abstand der Verbindungsmitte wird die doppelte Anzahl an VM-Elementen benötigt. Die Ergebnisse werden mit denen aus den entsprechenden Wandversuchen verglichen. Tabelle 7.4 gibt eine Kurzübersicht über die Wandkonfigurationen und die zugehörigen Wandversuche. Ausführlichere Informationen können Kapitel 5 entnommen werden.

Aus der Formulierung in der [DIN EN 1995-1-1] lässt sich nicht eindeutig ableiten, ob sich die Formel zur Berechnung des Verschiebungsmoduls  $K_{ser}$  für Klammern auf einen Schaft oder auf die gesamte Klammer bezieht ( $K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}}{80}$ ). Ein Vergleich mit den Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten und Wandelementen in Kapitel 5 zeigt jedoch deutlich, dass sich diese Formel nur auf einen Schaft beziehen kann.

	WK1	WK2	WK3	WK4	WK5	WK6
<b>Versuche</b>	WL-3.3	WL-5.3	WL-3.1	WL-5.1	WL-1.1	WL-2.1
					WL-1.2	WL-2.2
	WL-3.4	WL-5.4	WL-3.2	WL-5.2	WL-1.3	WL-2.3
					WL-1.4	WL-2.4
<b>Beplankung</b>	1 × OSB 18 mm	1 × GFB 18 mm	1 × OSB 10 mm	1 × GFB 10 mm	2 × OSB 18 mm	2 × GFB 18 mm
<b>VM</b>	Nagel	Klammer	Nagel	Klammer	Nagel	Klammer
Ø – Länge	2,8-65	1,53-55	2,8-65	1,53-55	2,8-65	1,53-55
Abstand [mm]	75 mm					

**Tabelle 7.4:** Kurzübersicht der Wandkonfigurationen und der zugehörigen Versuche

### 7.2.1 Modellparameter

Die Materialkennwerte und Modellparameter für die Wandkonfigurationen 1 und 5 entsprechen den Werten aus Abschnitt 7.1 (vgl. Tab. 7.3). Für die Wandkonfigu-

rationen 2 und 6 erfolgt die Ermittlung der benötigten Parameter in Tabelle 7.5. Für die Bemessung der Verbindungen unter Verwendung von Gipsfaserplatten wird, abweichend von der Gleichung aus Abschnitt 7.1, folgende Formel benötigt:

$$f_{h,1} = 7 \cdot d^{-0,7} \cdot t_1^{0,9} \quad (\text{aus } ETA-03/0050 [\text{ETA06}]) \quad (7.13)$$

Bei der Verwendung von Klammern anstelle von Nägeln werden für die Ermittlung des Verschiebungsmoduls  $K_{ser}$  pro Klammerschaft folgende Gleichungen verwendet:

$$M_{y,Rk} = 240 \cdot d^{2,6} \quad (\text{aus [DIN EN 1995-1-1]}) \quad (7.14)$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_{mean}^{1,5} \cdot d^{0,8}}{80} \quad (\text{aus [DIN EN 1995-1-1]}) \quad (7.15)$$

Die Ermittlung der Parameter der Wandkonfigurationen 3 und 4 erfolgt analog zu den Wandkonfigurationen 1 und 5 sowie 2 und 6 und soll hier nicht näher beschrieben werden. Ein wesentlicher Unterschied ist, dass in beiden Fällen bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel  $F_{f,Rk}$  unter Berücksichtigung der Anpassungen nach [DIN EN 1995-1-1] Versagensmechanismus 4 (vgl. Gl. 6.4) maßgebend wird:

$$F_f = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (7.16)$$

Tabelle 7.6 gibt eine Gesamtübersicht über alle Materialkennwerte, die Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und die Parameter der VM-Elemente für alle sechs Wandkonfigurationen.

Bezeichnung	Formel	Rechnung	Wert
$d$ [mm]	-	-	1,53
$l$ [mm]	-	-	55
$f_{u,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	900
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	200.000
$t$ [mm]	-	-	18
$t_{pen}$ [mm]	$l - t$	55-18	37
$\rho_{k,Bp}/\rho_{m,Bp}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	1150/1150
$\rho_{k,Hz}/\rho_{m,Hz}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	350/420
$\rho_{mean}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Gl. 7.9	$\sqrt{1150 \cdot 420}$	695
$M_{pl}$ [Nmm]	Gl. 6.14	$\frac{1}{6} \cdot 900 \cdot 1,53^3$	537
$M_{y,Rk}$ [Nmm]	Gl. 7.14	$240 \cdot 1,53^{2,6}$	725
$I$ [mm <sup>4</sup> ]	Gl. 7.2	$\frac{\Pi}{4} \cdot \left(\frac{1,53}{2}\right)^4$	0,269
$f_{h,1,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Gl. 7.13	$7 \cdot 1,53^{-0,7} \cdot 10^{0,9}$	70,07
$f_{h,2,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Gl. 7.4	$0,082 \cdot 350 \cdot 1,53^{-0,3}$	25,26
$\beta$ [-]	Gl. 7.5	$\frac{25,26}{70,07}$	0,361
$f_{ax,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Gl. 7.6	$20 \cdot 10^{-6} \cdot 350$	2,45
$F_{ax,Rk}$ [N]	Gl. 7.7	$2,45 \cdot 1,53 \cdot 37$	139
$F_{f,Rk}$ [N]	Gl. 7.8	$1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,361}{1+0,361}} \cdot \sqrt{2 \cdot 725 \cdot 70,07 \cdot 1,53 + \frac{139}{4}}$	365
$K_{ser}$ [N/mm]	Gl. 7.15	$\frac{695^{1,5} \cdot 1,53^{0,8}}{80}$	322
$F_{f,Rm}$ [N]	Abschnitt 5.3	-	670
$l_{VME}$ [mm]	Gl. 6.13	$\frac{2 \cdot 537}{365}$	2,94
$\kappa_{EI}$ [-]	Gl. 6.20	$\frac{322 \cdot 2,94^3}{12 \cdot 200.000 \cdot 0,269}$	0,0127
$\gamma_{VM}$ [-]	Gl. 6.21	$\frac{670}{365}$	1,833

**Tabelle 7.5:** Materialkennwerte, Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und Parameter des VM-Elements für die Wandkonfiguration 2 und 6

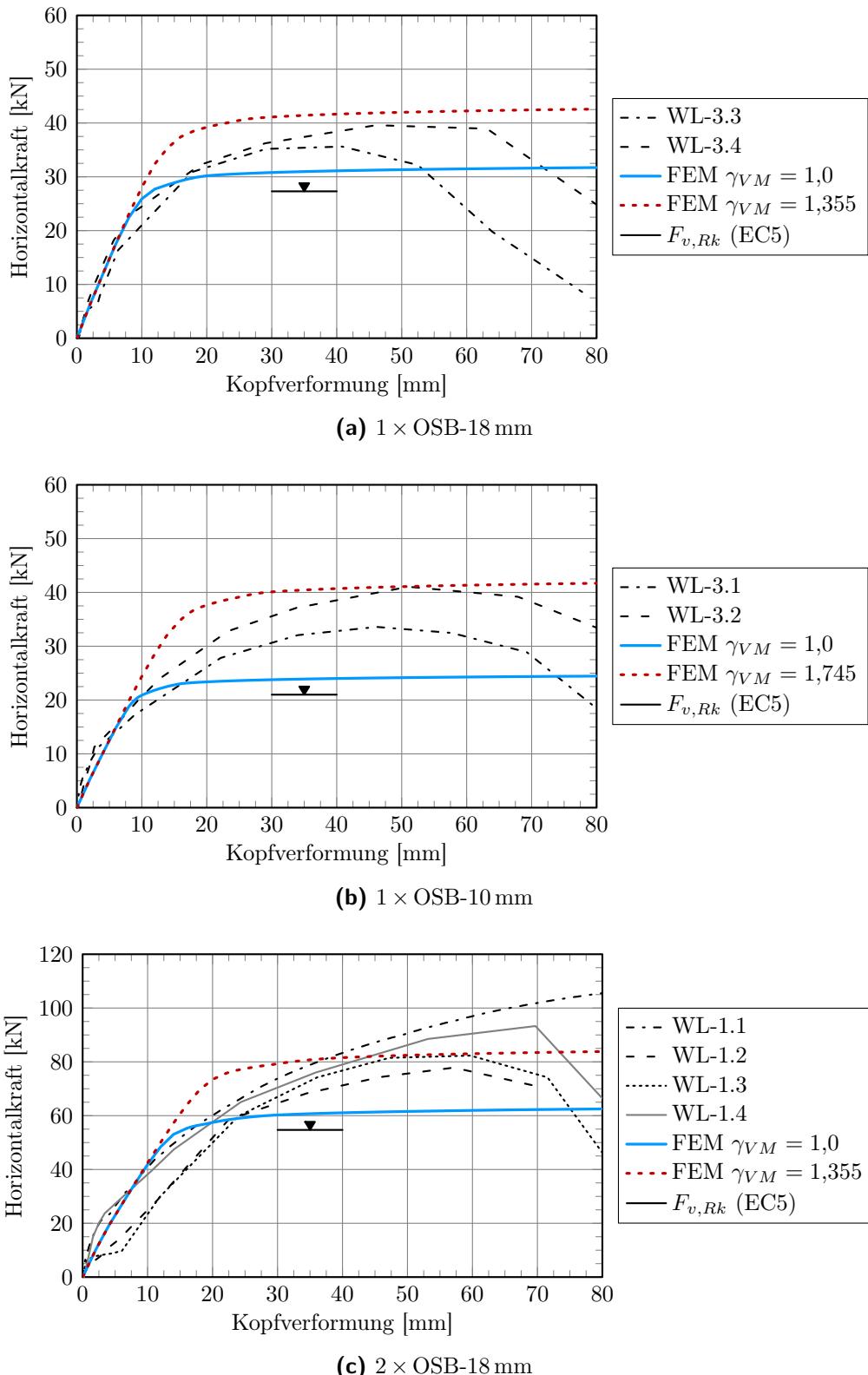
Bezeichnung	WK1/WK5	WK2/WK6	WK3	WK4
$d$ [mm]	2,8	1,53	2,8	1,53
$l$ [mm]	65	55	65	55
$f_{u,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	600	900	600	900
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	200.000	200.000	200.000	200.000
$t$ [mm]	18	18	10	10
$t_{pen}$ [mm]	47	37	55	45
$\rho_{k,Bp}/\rho_{m,Bp}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	550/605	1150/1150	550/605	1150/1150
$\rho_{k,Hz}/\rho_{m,Hz}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	350/420	350/420	350/420	350/420
$\rho_{mean}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	504	695	504	695
$M_{pl}$ [Nm]	2195	537	2195	537
$M_{y,Rk}$ [Nm]	2617	725	2617	725
$I$ [mm <sup>4</sup> ]	3,017	0,269	3,017	0,269
$f_{h,1,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	42,21	70,07	39,80	41,29
$f_{h,2,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	21,07	25,26	21,07	25,26
$\beta$ [-]	0,499	0,361	0,529	0,612
$f_{ax,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,45	2,45	2,45	2,45
$F_{ax,Rk}$ [N]	322	139	377	169
$F_{f,Rk}$ [N]	819	365	634	305
$K_{ser}$ [N/mm]	860	322	860	322
$F_{f,Rm}$ [N]	1110	670	1090	500
$l_{VME}$ [mm]	5,36	2,94	6,92	3,52
$\kappa_{EI}$ [-]	0,0183	0,0127	0,0393	0,0218
$\gamma_{VM}$ [-]	1,355	1,833	1,745	1,638

**Tabelle 7.6:** Materialkennwerte, Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und Parameter des VM-Elements für die Wandkonfigurationen 1 bis 6

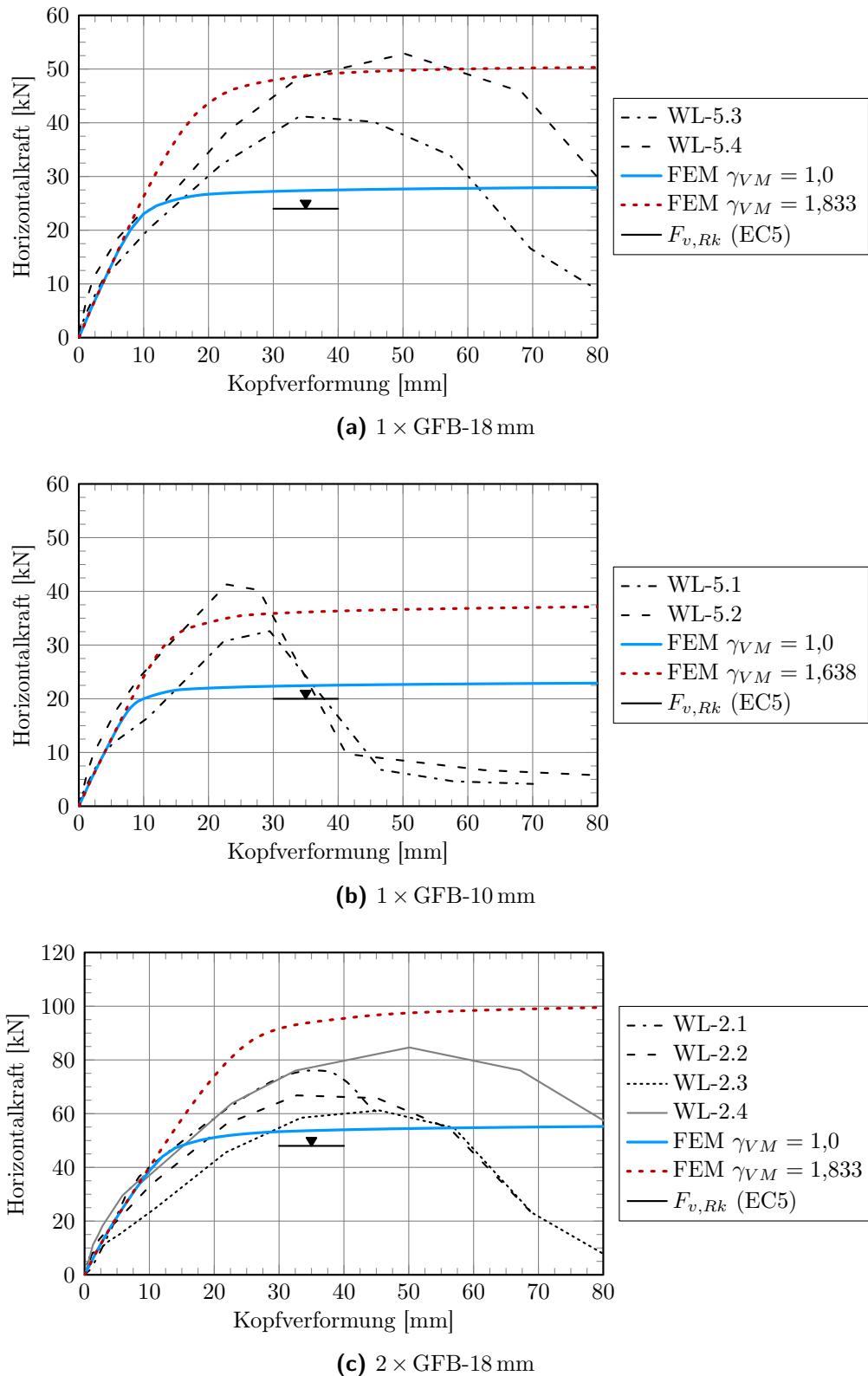
### 7.2.2 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Die Abbildungen 7.4 und 7.5 zeigen den Vergleich der Ergebnisse aus der FE-Modellierung mit den Last-Verformungskurven aus den jeweiligen Wandversuchen. Folgende Beobachtungen und Schlussfolgerungen konnten dabei gemacht werden:

- Bei Verwendung von charakteristischen Materialkennwerten (Modell 4) sind die Tragfähigkeiten aus der FE-Modellierung ca. 15 % höher als die Ergebnisse nach [DIN EN 1995-1-1]. Dies wurde bereits beim Vergleich der Modelle 2 und 3 in Abschnitt 7.1 beobachtet und kann auf die Verbindung der Rippen untereinander zurückgeführt werden.
- Die nach [DIN EN 1995-1-1] ermittelten charakteristischen Tragfähigkeiten liegen im Durchschnitt ca. 40 % unter den Maximallasten, die in den Versuchen erreicht wurden. Die Ergebnisse aus der FE-Modellierung bei Verwendung von charakteristischen Materialkennwerten erreichen ca. 30 % geringere Werte.
- Wenn die Überfestigkeit direkt aus den Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten abgeleitet wird, liegen die Tragfähigkeiten aus der Modellierung (Modell 5) und den Wandversuchen dicht beieinander (-8 % bis +13 %). Nur bei Wandkonfiguration 6 mit beidseitiger GFB-Beplankung wird die Tragfähigkeit um etwa 38 % überschätzt.
- Die in den FE-Berechnungen ermittelte Steifigkeit der Wandelemente zeigt eine gute Übereinstimmung im vorwiegend elastischen Bereich bis ca. 50 % der Maximallast. Anschließend nimmt die Steifigkeit der Wandelemente bis zum Erreichen der Maximallast deutlich ab. Für diesen Bereich kann die Ermittlung der Steifigkeit der Verbindungsmitte über die in [DIN EN 1995-1-1] genannte Abminderung des Verschiebungsmoduls im Grenzzustand der Tragfähigkeit ( $K_u = 2/3 \cdot K_{ser}$ ) erfolgen.



**Abbildung 7.4:** Vergleich der Last-Verformungskurven der Wandkonfigurationen 1, 3 und 5 (OSB) mit den Einhüllenden der jeweiligen Wandversuche (zugehörige Parameter s. Tab. 7.6)



**Abbildung 7.5:** Vergleich der Last-Verformungskurven der Wandkonfigurationen 2, 4 und 6 (GFB) mit den Einhüllenden der jeweiligen Wandversuche (zugehörige Parameter s. Tab. 7.6)

# 8 Validierung des FE-Modells – lokale Effekte

Die Horizontalverformung am Wandkopf, die in den Diagrammen in Kapitel 7 dargestellt wurde, setzt sich aus mehreren Anteilen zusammen. An dieser Stelle werden die einzelnen Anteile mithilfe des FE-Modells ermittelt und mit gemessenen Verformungen verglichen. In Abschnitt 5.6 wurde die Vorgehensweise beschrieben, wie die Verformungsanteile mithilfe des optischen Messsystems ermittelt wurden. In den folgenden Abschnitten werden die Anteile nun Schritt für Schritt miteinander verglichen. In Abschnitt 8.1 erfolgt der Vergleich anhand von Wandkonfiguration 1 (OSB-Beplankung), während in Abschnitt 8.2 Wandkonfiguration 2 (GFB-Beplankung) zur Anwendung kommt (vgl. Tab. 7.4). Die Modellierung folgt den Ansätzen des Modells 5 (vgl. Abschn. 7.1).

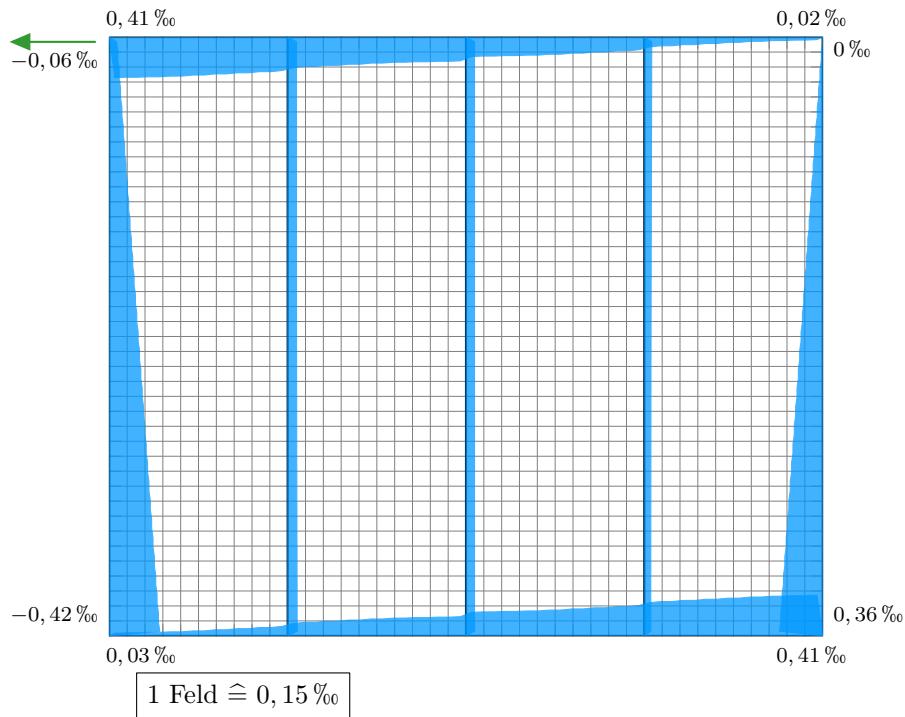
## 8.1 Vergleich anhand von Wandkonfiguration 1 (OSB)

### 8.1.1 Normalkraftdehnung in den Stielen

In Abbildung 8.1 ist der Verlauf der Dehnungen in den Randrippen aus der Normalkraftbeanspruchung dargestellt, der in der FE-Berechnung ermittelt wurde. Obwohl im Modell die Rippen gelenkig miteinander verbunden sind, entspricht dieser näherungsweise dem Verlauf, der auch nach dem Schubfeldmodell für die Beanspruchung der Rippen berechnet wird. Die geringfügige Beanspruchung der Stiele 2, 3 und 4 resultiert aus der Auflast von 10 kN/m.

Abbildung 8.2 zeigt einen Vergleich der Dehnungen in den Stielen 1 und 5 aus dem Wandversuch und dem FE-Modell. Da im Wandversuch nur die Dehnungen im Bereich zwischen den Mittelpunkten der angeschraubten Messplatten erfasst werden konnten, wurden diese mit den entsprechenden Bereichen aus dem FE-Modell gegenübergestellt. Auch wenn die Dehnungen der Stiele im Wandversuch nicht genau linear verlaufen, zeigt der Vergleich mit dem FE-Modell bis zum Erreichen der Maximallast eine sehr gute Übereinstimmung.

Aus den Dehnungen in den einzelnen Rippen des FE-Modells lassen sich die jeweiligen Längenänderungen wie folgt ermitteln:



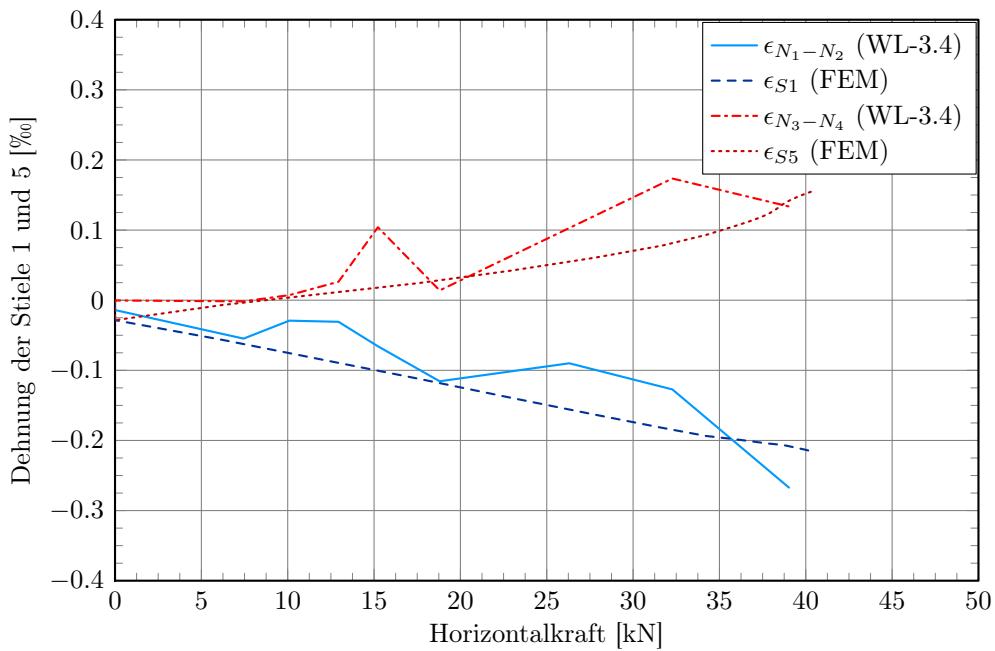
**Abbildung 8.1:** Verlauf der Dehnungen in den Rippen aus Normalkraftbeanspruchung in FE-Modell 5

$$\Delta u = \int_0^l \epsilon dx \quad (8.1)$$

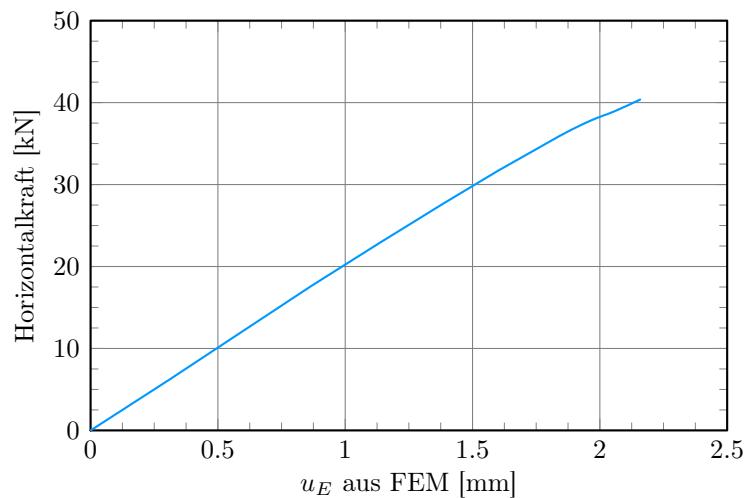
Die aus den Dehnungen resultierende Kopfverformung des Wandelements  $u_E$  setzt sich aus der geometrie- und richtungsgetreuen Addition der einzelnen Längenänderungen zusammen:

$$u_{E,FEM} = u_{Sw} + u_{Ra} - \frac{h}{b} \cdot u_{S1} + \frac{h}{b} \cdot u_{S5} \quad (8.2)$$

Abbildung 8.3 zeigt den Verlauf der Horizontalkraft in Abhängigkeit der, aus der Dehnung resultierenden, Kopfverformung. Da die Stiele einem linear-elastischen Materialverhalten folgen, resultiert auch für die Kopfverformung ein linearer Zusammenhang zur Horizontalkraft.



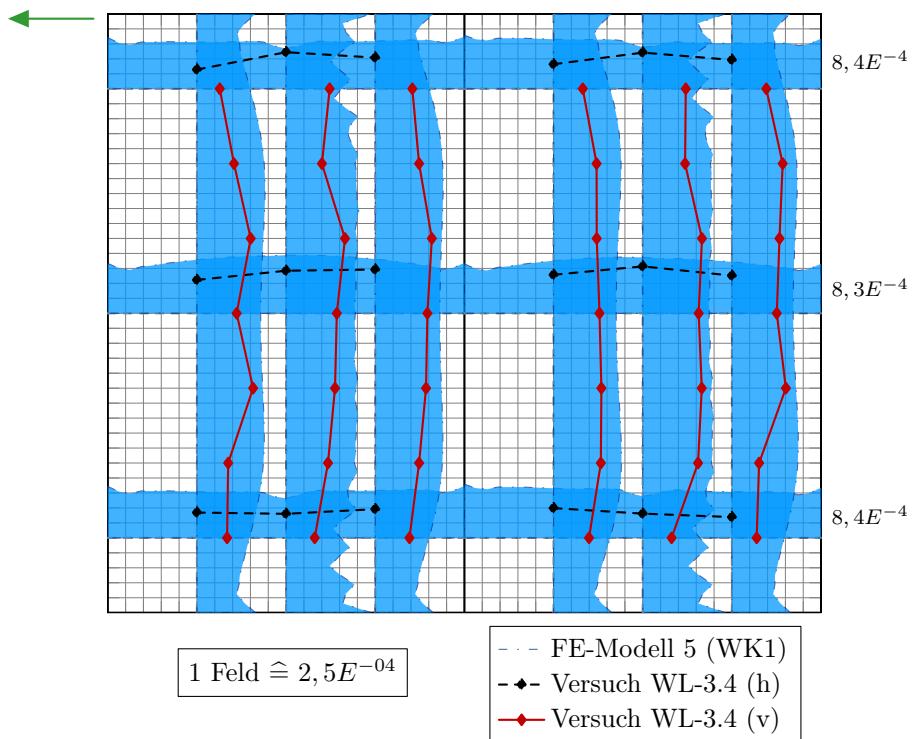
**Abbildung 8.2:** Vergleich der Dehnungen in den Stielen 1 und 5 aus dem FE-Modell 5 und und dem Wandversuch WL-3.4 in Abhängigkeit der Horizontalkraft



**Abbildung 8.3:** Darstellung der Horizontalkraft über den Verformungsanteil  $u_E$  aus Normalkraftdehnung in den Rippen (aus FE-Modell 5)

### 8.1.2 Schubdehnungen in der Beplankung

Der Vergleich der Schubbeanspruchungen in der Beplankung erfolgt durch das Gegeüberstellen der Schubwinkel  $\gamma$ , aus denen sich anschließend auch der Anteil an der Kopfverformung der Wandelemente ermitteln lässt. Abbildung 8.4 zeigt den Verlauf der Schubwinkel aus der FE-Berechnung (gefüllte Flächen) und der gemessenen Einzelwerte aus dem Wandversuch (linear verbundene Punkte). Beide wurden pro Beplankungsplatte an jeweils sechs Pfaden innerhalb der Beplankung erfasst. Auch hier erfolgte der Vergleich bei einem Verformungsschritt von 60 mm.



**Abbildung 8.4:** Verlauf der Schubwinkel  $\gamma$  in der Beplankung aus FE-Berechnung (Modell 5) und Versuchsdaten

In beiden Fällen konnten vergleichsweise lineare Verläufe der Schubwinkel entlang der einzelnen Pfade beobachtet werden. Abweichungen gibt es vor allem in den Randbereichen. Die etwas „zackigen“ Bereiche entlang der beiden mittleren, vertikalen Pfade resultieren aus den dort angeschlossenen VM-Elementen im Bereich der Innenstiele. Sieht man sich die Verläufe genauer an und bildet man die Mittelwerte der Schubwinkel, dann zeigt sich, dass die gemessenen Werte um ca. ein Drittel unter denen aus dem FE-Modell liegen. Während Abweichungen bei den Einzelwerten noch auf die Inhomogenität der OSB-Platten zurückgeführt werden können, sollten lokale Effekte auf die Mittelwerte ganzer Platten keinen erkennbaren Einfluss mehr haben. Ein anderer Effekt ist hier vermutlich bedeutender: Im FE-Modell wurden die Steifigkeitskennwerte (E-Modul und G-Modul) aus den Normen und Zulassungen verwendet. Auch wenn es

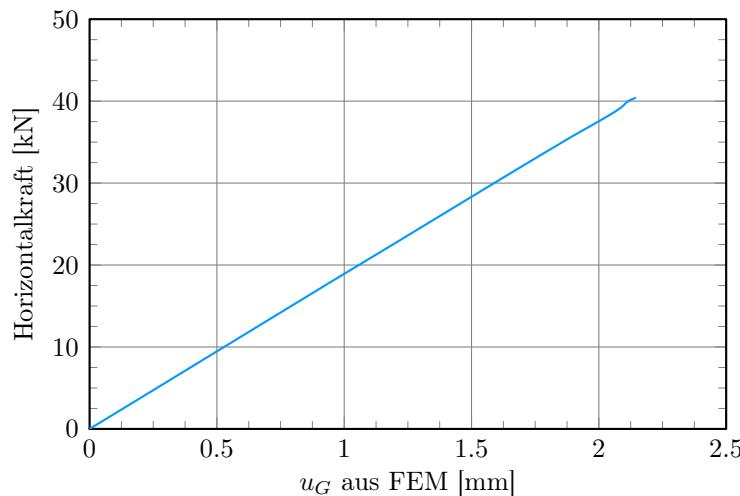
sich bei diesen um die jeweiligen Mittelwerte handelt, liegt die Vermutung nahe, dass die tatsächlichen Werte etwas darüber liegen.

Um aus den Mittelwerten der Schubwinkel auf die aus der Schubbeanspruchung der Beplankung resultierenden Kopfverformung  $u_G$  zu schließen, werden diese mit der Höhe der Beplankungsplatten multipliziert:

$$u_G = \gamma \cdot h \quad (8.3)$$

Da es sich um sehr kleine Winkel handelt, kann der Schubwinkel direkt eingesetzt werden ohne den Tangens zu berechnen.

Abbildung 8.5 zeigt den Verlauf der Horizontalkraft in Abhängigkeit von  $u_G$ . Auch hier ist der lineare Zusammenhang, der auf das linear-elastische Materialverhalten der Beplankung zurückzuführen ist, deutlich erkennbar.



**Abbildung 8.5:** Darstellung der Horizontalkraft über den Verformungsanteil  $u_G$  aus Schubbeanspruchung in der Beplankung (aus FE-Modell 5)

### 8.1.3 Verformungen der Verbindungsmitte

In Abschnitt 5.6.3 wurde beschrieben, wie mithilfe der optischen Messeinrichtung die Positionen der Nagelköpfe und -füße und somit die Verformungen der Verbindungsmitte erfasst wurden. Auch wurde beschrieben, auf welche Weise, aus den horizontalen bzw. vertikalen Anteilen an den Verformungen der Verbindungsmitte, auf die hieraus resultierenden Kopfverformungen geschlossen werden kann. Beide Informationen wurden nun verwendet, um die Verformungen der Verbindungsmitte im FE-Modell anhand der Versuchsergebnisse zu validieren. Dafür wurden aus dem FE-Modell die Verformungen der signifikanten Verbindungsmitte ausgegeben. Da sich die VM-Elemente im FE-Modell direkt an den Rändern der Beplankungsplatten

befinden (die Rippen werden als eindimensionale Balkenelemente modelliert), werden auch bei der Auswertung der optischen Messung die Positionen der Verbindungsmitte an den Beplankungsrändern angenommen.

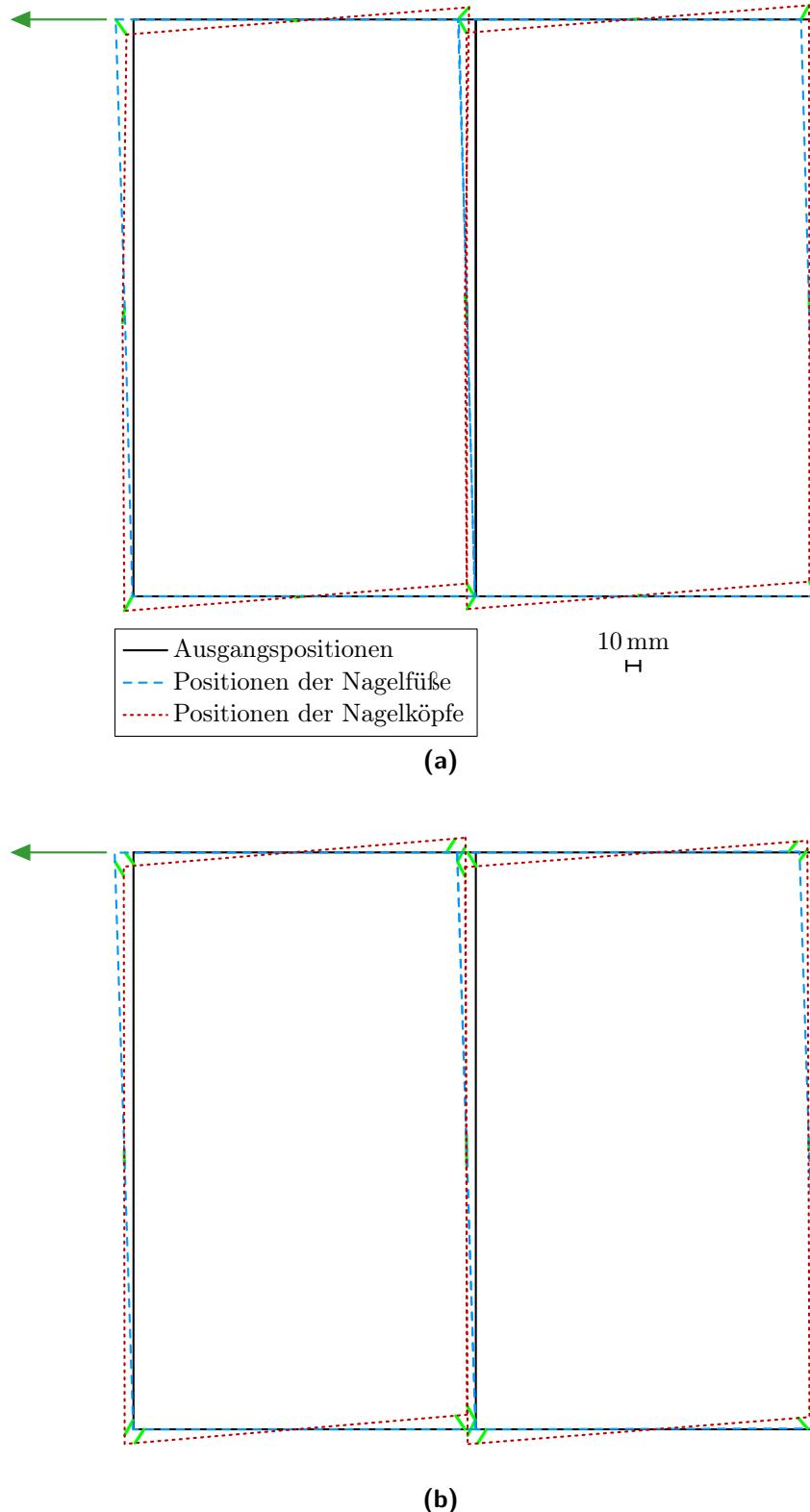
Die Abbildungen 8.6a und 8.6b zeigen die Verformungen der Verbindungsmitte aus dem FE-Modell und aus dem Wandversuch bei einer Kopfverformung der Wand von 60 mm. Um die Verformungen der Beplankung und der Rippen erkennbar werden zu lassen, wurden jeweils die Nagelköpfe und -füße linear miteinander verbunden. Bei der rechnerischen Modellierung sind die Positionen der Nagelköpfe und -füße der Verbindungsmitte dargestellt, die am dichtesten an den Ecken angeordnet waren. Die Darstellung der Ecken wurde linear extrapoliert.

Es lässt sich gut erkennen, dass sowohl die Größenordnung der Verformungen als auch die Verformungsrichtungen bei dem Modell und dem Versuch nahezu identisch sind. In beiden Fällen sind die resultierenden Verformungen der Verbindungsmitte in den Eckbereichen größer als in den mittleren Bereichen. Daraus resultiert im elastischen Bereich eine höhere Beanspruchung in den Ecken. Im plastischen Bereich sind die Kräfte dort zwar nicht größer, aber das Ablösen der Beplankung bei zyklischen Versuchen und das Versagen der Verbindungsmitte wird begünstigt. Dies deckt sich auch mit den Beobachtungen in den experimentellen Untersuchungen.

Tabelle 8.1 gibt eine Übersicht über die Verformungsanteile der Verbindungsmitte in vertikale bzw. horizontale Richtung. Angegeben sind jeweils nur die Anteile, die in Achsrichtung der Rippen bzw. entlang der Beplankungsränder verlaufen. Die resultierende Kopfverformung  $u_{VM}$  wurde mithilfe der Gleichung 5.11 ermittelt. Die Vergleiche sowohl der Einzelwerte als auch der resultierenden Kopfverformung  $u_{VM}$  zeigen eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus dem FE-Modell und dem Wandversuch.

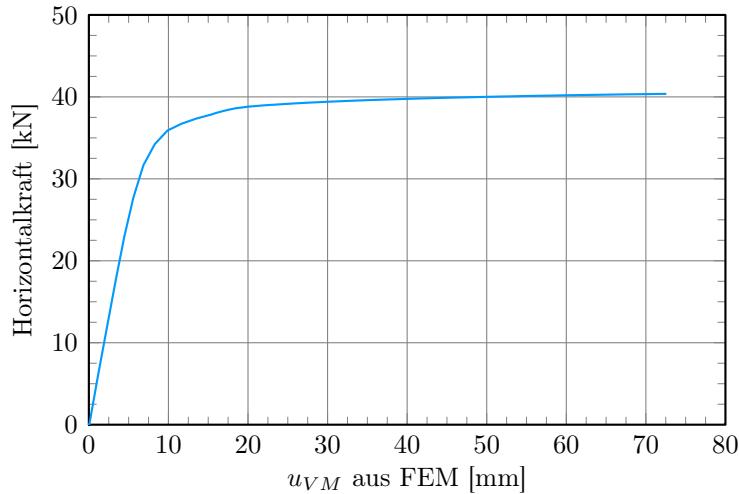
Rippe	FEM		Versuch	
	$\Delta u_{x,FEM}$ [mm]	$\Delta u_{y,FEM}$ [mm]	$\Delta u_{x,exp}$ [mm]	$\Delta u_{y,exp}$ [mm]
Stiel 1	-	10,1	-	11,1
Stiel 3-r	-	-10,5	-	-9,2
Stiel 3-l	-	10,7	-	9,7
Stiel 5	-	-7,3	-	-10,8
Schwelle	5,5	-	5,9	-
Rähm	-5,4	-	-5,2	-
$u_{VM}$ [mm]	49,42		51,90	

**Tabelle 8.1:** Übersicht der Verformungsanteile der Verbindungsmitte in vertikaler ( $u_y$ ) bzw. horizontaler ( $u_x$ ) Richtung und resultierende Kopfverformung  $u_{VM}$  aus FEM (Modell 5) und experimentellen Untersuchungen (WL-3.4)



**Abbildung 8.6:** Verformungen der Verbindungsmittel mit linearer Verbindung der Nagelköpfe und -füße; (a) aus FEM (Modell5), (b) aus PONTOS (Wandversuch WL-3.4)

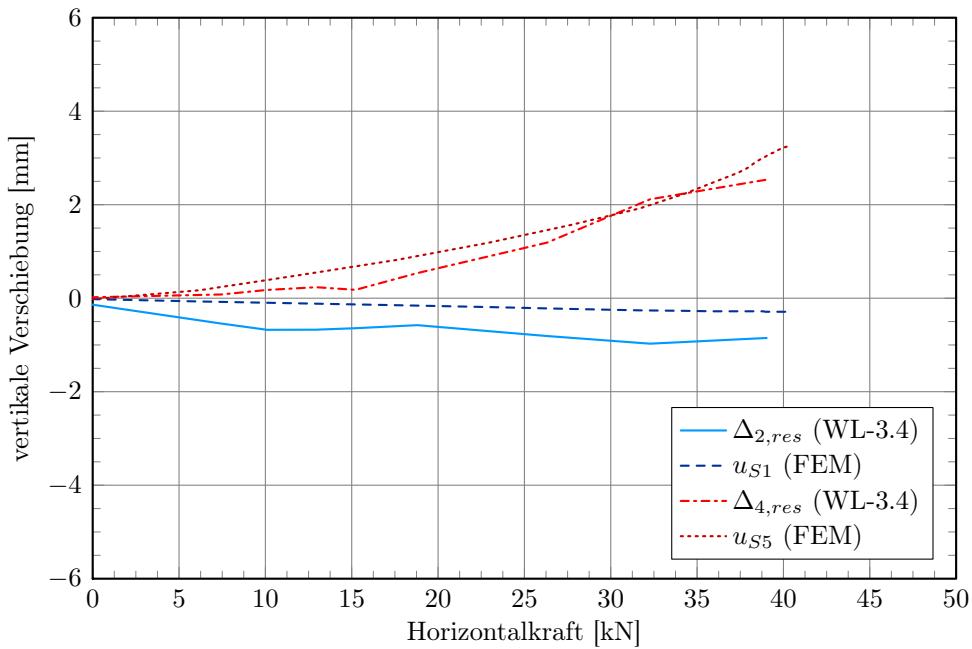
Abbildung 8.7 zeigt den Verlauf der Horizontalkraft in Abhängigkeit von  $u_{VM}$ . Hier lassen sich sehr gut der lineare Anfangsbereich sowie der plastische Bereich bei großen Verformungen erkennen. Der abgerundete Übergangsbereich, der trotz des bilinearen Materialverhaltens der VM-Elemente entsteht, kann darauf zurückgeführt werden, dass die Verbindungsmittel nicht gleichzeitig den Fließbereich erreichen, sondern zuerst die Elemente in den Eckbereichen und erst später die in den mittleren Bereichen zu fließen beginnen.



**Abbildung 8.7:** Darstellung der Horizontalkraft über den Verformungsanteil  $u_{VM}$  aus den Verformungen der Verbindungsmittel (aus FE-Modell 5)

### 8.1.4 Zug/Druck Verankerung

Abbildung 8.8 zeigt den Vergleich der vertikalen Verformungen der Stiele im Bereich der Verankerung aus Druck- bzw. Zugbeanspruchung aus der FE-Berechnung und dem Wandversuch. Als Messpunkte bei den Wandversuchen dienten die Mittelpunkte der unteren Messplatten, welche entsprechend der Beschreibung in Abschnitt 5.6.4 umgerechnet wurden. Bei der FE-Modellierung konnten direkt die unteren Knoten der Stiele erfasst werden. Während auf der zugbeanspruchten Seite die beiden Versuchskurven dicht beieinander liegen, stellt sich auf der druckbeanspruchten Seite im Versuch eine im Vergleich zum Rechenmodell deutlich größere Verformung ein. Da die Federkennlinie der Verankerung anhand der Versuche an Verankerungsdetails kalibriert wurde, müsste hier eigentlich eine bessere Übereinstimmung erreicht werden. Die Unterschiede lassen sich vermutlich darauf zurückführen, dass bei den Wandversuchen die Schwelle im entsprechenden Bereich zu Versuchsbeginn noch nicht vollständig auf dem Stahlträger auflag. Denn beim Vergleich muss berücksichtigt werden, dass zwar die prozentuale Abweichung sehr hoch ist, diese absolut aber bei weniger als einem Millimeter liegt.



**Abbildung 8.8:** Verlauf des Eindrückens bzw. Abhebens der Stiele 1 und 5 im Bereich der Verankerung aus Druck- und Zugbeanspruchung – Vergleich der Ergebnisse aus FE-Modell 5 und Wandversuch WL-3.4

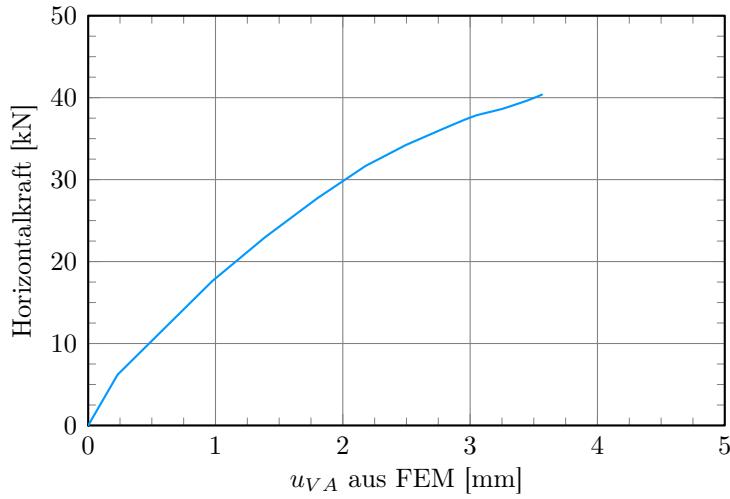
Aus der geometrie- und richtungsgetreuen Addition der beiden Anteile aus Zug- und Druckverformung errechnet sich der Anteil  $u_{VA}$  an der Kopfverformung zu:

$$u_{VA} = \frac{h}{b} \cdot (u_{S5} - u_{S1}) \quad (8.4)$$

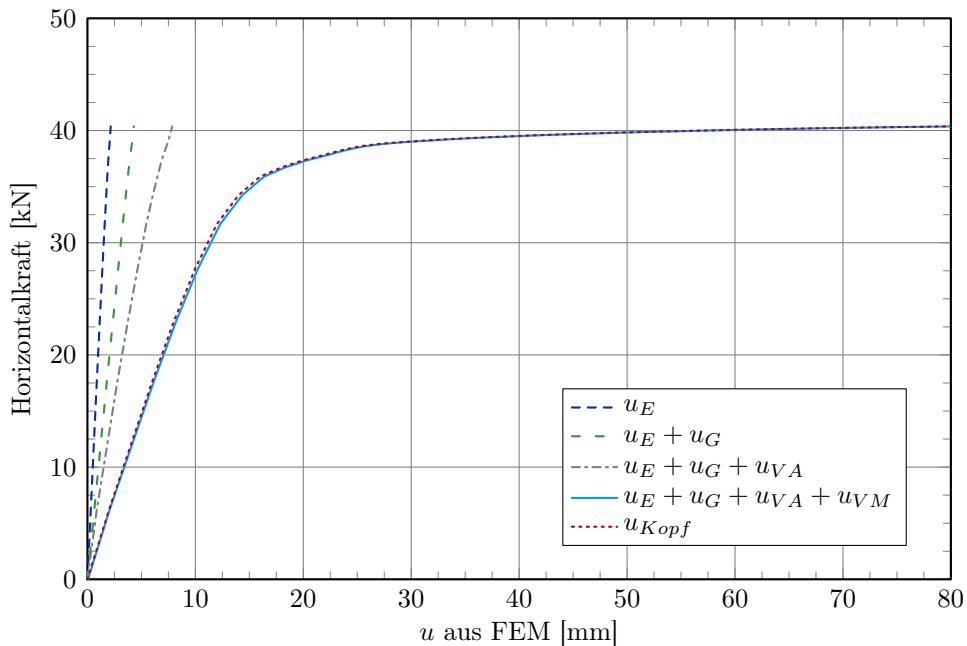
Abbildung 8.9 zeigt den Verlauf der Horizontalkraft in Abhängigkeit von  $u_{VA}$ . Es lässt sich neben elastischen Anteilen auch ein plastischer Einfluss erkennen.

### 8.1.5 Addition der Verformungsanteile

In den vorangegangenen Abschnitten wurden u.a. die verschiedenen Beanspruchungen in Holzrahmenwänden mithilfe des FE-Modells ermittelt und dahingehend untersucht, welche Kopfverformungen aus diesen einzelnen Anteilen resultieren. An dieser Stelle soll nun überprüft werden, ob sich damit die resultierende Kopfverformung hinreichend genau erklären lässt. Daher werden alle ermittelten Verformungsanteile aufsummiert und mit der, im FE-Modell ermittelten, Kopfverformung verglichen. Dieser Vergleich ist in Abbildung 8.10 dargestellt. Beginnend mit dem Verformungsanteil aus den Dehnungen in den Rippen, werden nun Schritt für Schritt alle weiteren Verformungsanteile dazu addiert, bis mit dem Anteil aus den Verformungen der Verbindungsmitte die Summe aller Verformungsanteile erreicht ist.



**Abbildung 8.9:** Darstellung der Horizontalkraft über den Verformungsanteil  $u_{VA}$  aus den Verformungen der Verbindungsmitte (aus FE-Modell 5)



**Abbildung 8.10:** Darstellung der Horizontalkraft über die einzelnen Verformungsanteile mit schrittweiser Aufsummierung und Vergleich mit der Kopfverformung (aus FE-Modell 5)

Der Vergleich macht deutlich, dass die „reale“ Last-Verformungskurve einen nahezu identischen Verlauf wie die Summe aller Verformungsanteile aufweist. Damit kann gezeigt werden, dass die beschriebene Vorgehensweise dazu geeignet ist, die Kopfverformung von Holzrahmenwänden auch bei einer gelenkigen Verbindung der Rippen untereinander den einzelnen Bauteilen zuzuordnen.

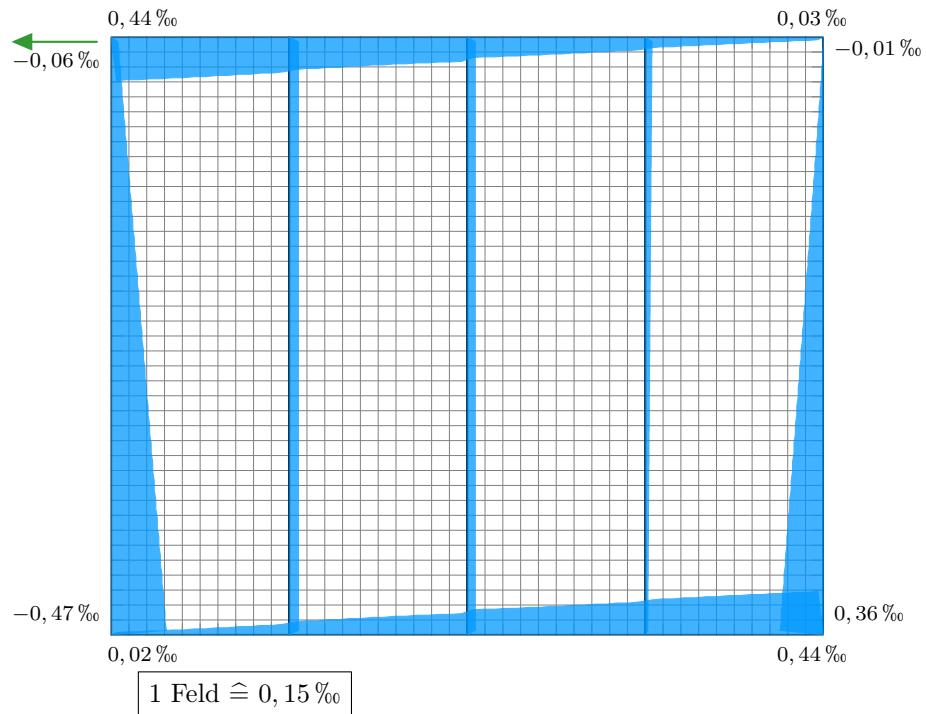
## 8.2 Vergleich anhand von Wandkonfiguration 2 (GFB)

Neben dem Wandaufbau mit OSB-Beplankung, werden nun die Ergebnisse des Rechenmodells für eine mit Gipsfaserplatten beplankte Wand mit den Ergebnissen aus dem entsprechenden Bauteilversuch verglichen. Zur Anwendung kommt Wandkonfiguration 2, deren Parameter bereits in Abschnitt 7.2 erläutert wurden. Die Validierung erfolgt anhand des Wandversuchs WL-5.3. Für den Vergleich der Dehnung in den Stielen, der Schubverteilung in der Beplankung sowie der Verformungen der Verbindungsmittel wurde eine Verformungsstufe von 34 mm gewählt. Bei dieser Verformung wurde im Bauteilversuch die Maximallast von 41,2 kN erreicht.

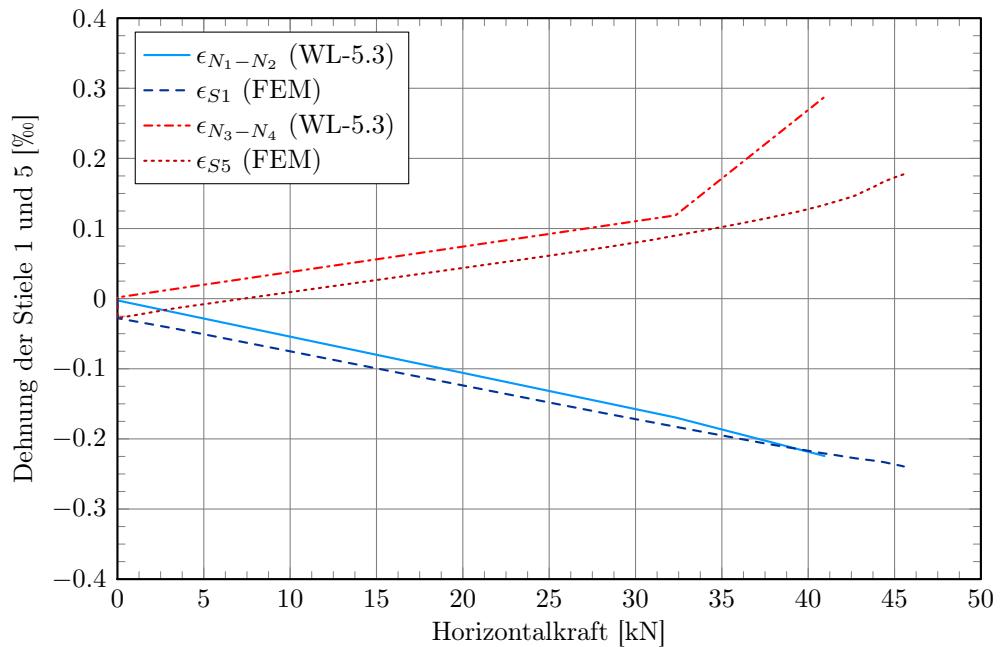
### 8.2.1 Normalkraftdehnung in den Stielen

In Abbildung 8.11 ist der Verlauf der Dehnungen in den Stielen aus der Normalkraftbeanspruchung dargestellt, der in der FE-Berechnung ermittelt wurde. Es lässt sich ein linearer Verlauf entlang der Randripen erkennen. Die geringfügige Beanspruchung der Stiele 2, 3 und 4 resultiert aus der Auflast von 10 kN/m.

Abbildung 8.12 zeigt einen Vergleich der Dehnungen in den Stielen 1 und 5 aus dem Wandversuch und dem FE-Modell im Bereich zwischen den Punkten  $N_1$  und  $N_2$  bzw.  $N_3$  und  $N_4$  (vgl. Abschnitt 8.1.1). Hier liegen die Dehnungen sowohl auf der zug- als auch auf der druckbeanspruchten Seite dicht beieinander. Aufällig ist, dass im FE-Modell aufgrund der Auflast zu Beginn eine Druckbeanspruchung in beiden Stielen zu sehen ist, diese in der Auswertung des Wandversuchs allerdings nicht zu erkennen ist.



**Abbildung 8.11:** Verlauf der Dehnungen in den Rippen aus Normalkraftbeanspruchung im FE-Modell (Wandkonfiguration 2)



**Abbildung 8.12:** Vergleich der Dehnungen in den Stielen 1 und 5 aus dem FE-Modell (Wandkonfiguration 2) und dem Wandversuch WL-5.3 über den im Versuch erfassten Bereich

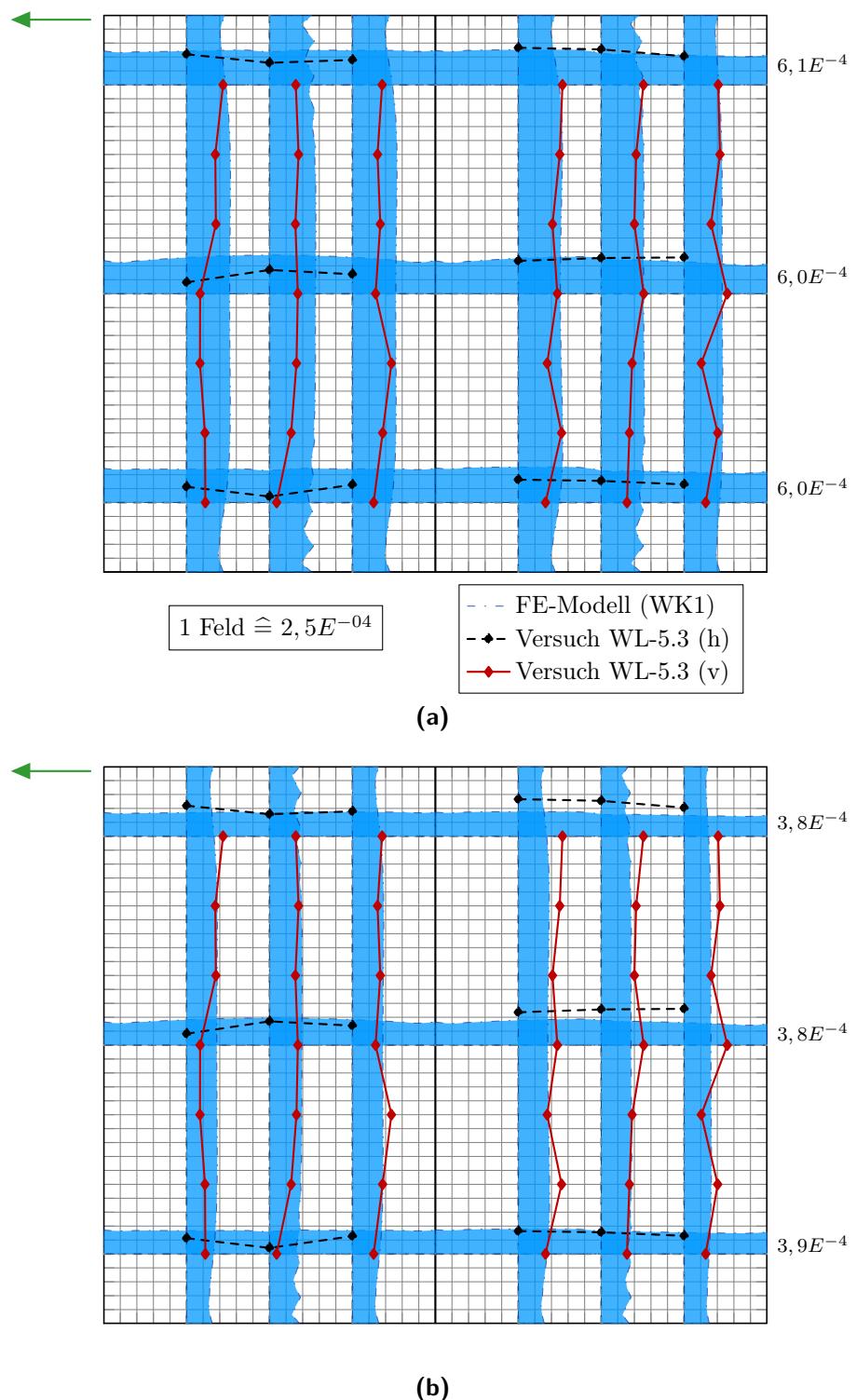
### 8.2.2 Schubdehnungen in der Beplankung

Abbildung 8.13a zeigt den Verlauf der Schubwinkel  $\gamma$  aus der FE-Berechnung (gefüllte Flächen) und der gemessenen Einzelwerte aus dem Wandversuch (linear verbundene Punkte). Beide wurden pro Beplankungsplatte an jeweils sechs Pfaden innerhalb der Beplankung erfasst.

In beiden Fällen konnten vergleichsweise lineare Verläufe der Schubwinkel entlang der einzelnen Pfade beobachtet werden. Abweichungen vom linearen Verlauf gab es vor allem in den Randbereichen. Der Mittelwert der Schubwinkel lag bei dem FE-Modell bei 6,1 %, während beim Wandversuch nur 4,4 % erreicht wurden.

Im FE-Modell wurden die Steifigkeitskennwerte (E-Modul und G-Modul) aus der Zulassung verwendet. Um die Unterschiede in den Schubwinkeln näher zu untersuchen, wurde an drei Versuchskörpern der E-Modul nach [DIN EN 789] bestimmt. Der Mittelwert lag bei  $5.434 \text{ N/mm}^2$  und damit um 43 % über dem in der Zulassung angegebenen Wert von  $3.800 \text{ N/mm}^2$ .

Der ermittelte Wert für den E-Modul wurde daraufhin im FE-Modell verwendet. Außerdem wurde der G-Modul vereinfachend um den gleichen Faktor erhöht. Abbildung 8.13b zeigt den Vergleich der Schubwinkel mit den veränderten Werten für die Beplankung im FE-Modell. Der Mittelwert reduziert sich von 6,1 % auf 4,3 % und trifft somit fast exakt den Mittelwert, der in dem Wandversuch ermittelt wurde.



**Abbildung 8.13:** Verlauf der Schubwinkel  $\gamma$  in der Beplankung aus FE-Berechnung und Versuchsdaten; (a) Wandkonfiguration 2 mit  $E = 3.800 \text{ N/mm}^2$ , (b) Wandkonfiguration 2 mit  $E = 5.434 \text{ N/mm}^2$

### 8.2.3 Verformungen der Verbindungsmittel

Die Abbildungen 8.14a und 8.14b zeigen die Verformungen der Verbindungsmittel aus dem FE-Modell und aus dem Wandversuch bei einer Kopfverformung der Wand von 34 mm. Auch hier wurden die Positionen der Nagelköpfe und -füße linear miteinander verbunden.

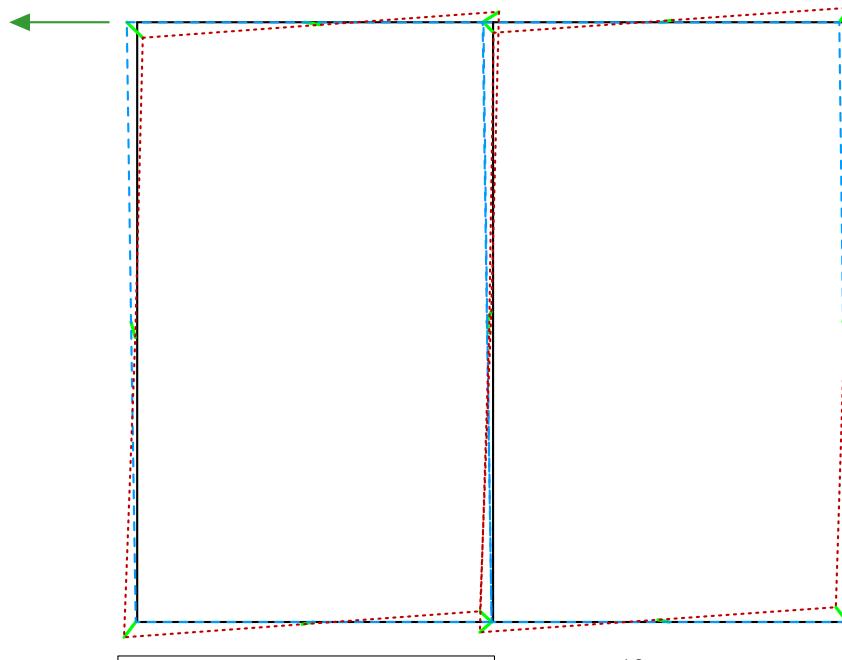
Die Tabelle 8.2 gibt eine Übersicht über die Verformungsanteile der Verbindungsmittel in vertikale bzw. horizontale Richtung. Angegeben sind jeweils nur die Anteile, die in Achsrichtung der Rippen bzw. entlang der Beplankungsränder verlaufen.

Das Verhalten ist direkt mit den Ergebnissen aus Abschnitt 8.1.3 vergleichbar:

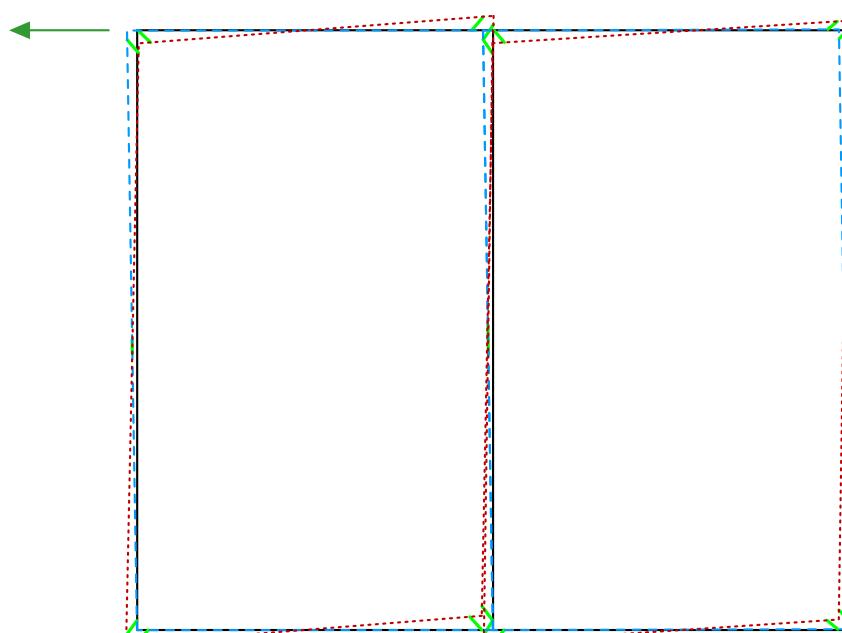
- Die resultierenden Verformungen und die Verformungsrichtungen sind bei Modell und Versuch nahezu identisch. Der Vergleich der Einzelwerte zeigt eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus dem FE-Modell und dem Wandversuch – nur die Stiele 3 und 5 weisen Abweichungen von bis zu 30 % auf.
- Die Verbindungsmittel in den Ecken sind größeren Verformungen ausgesetzt als solche in den mittleren Bereichen, was im elastischen Bereich zu einer höheren Beanspruchung in den Ecken führt und im plastischen Bereich das Ablösen der Beplankung bei zyklischen Versuchen und das Versagen der Verbindungsmittel begünstigt.

Rippe	FEM		Versuch	
	$\Delta u_{x,FEM}$ [mm]	$\Delta u_{y,FEM}$ [mm]	$\Delta u_{x,exp}$ [mm]	$\Delta u_{y,exp}$ [mm]
Stiel 1	-	5,7	-	6,2
Stiel 3-r	-	-6,2	-	-4,2
Stiel 3-l	-	5,8	-	4,1
Stiel 5	-	-3,8	-	-5,9
Schwelle	3,9	-	4,4	-
Rähm	-3,8	-	-4,0	-
$u_{VM}$ [mm]	29,2		28,8	

**Tabelle 8.2:** Übersicht der Verformungsanteile der Verbindungsmittel in vertikale bzw. horizontale Richtung und resultierende Kopfverformung aus FEM und Wandversuch WL-5.3



(a)

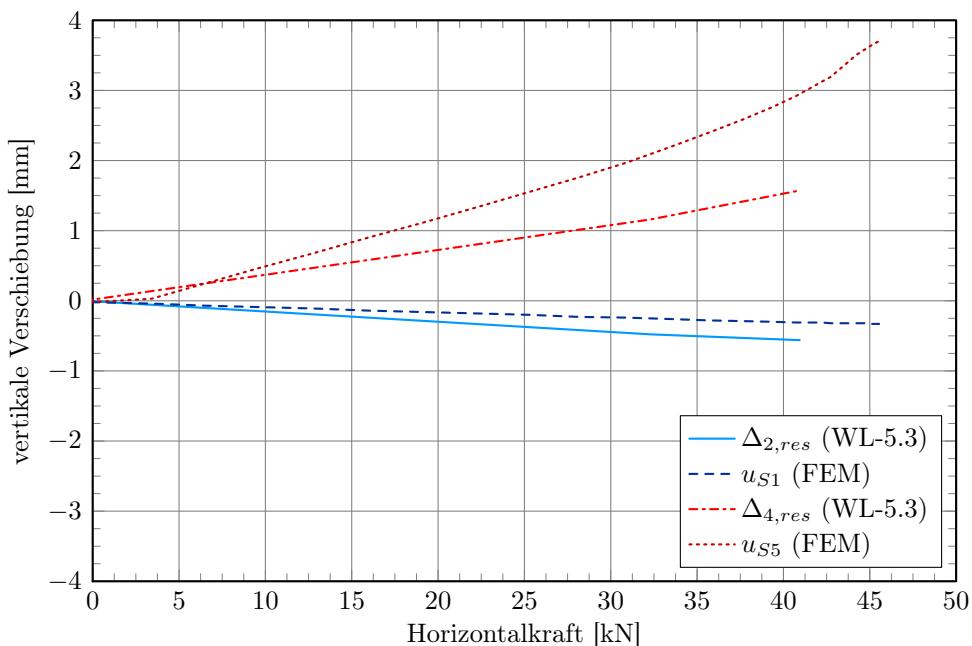


(b)

**Abbildung 8.14:** Verformungen der Verbindungsmittel mit linearer Verbindung der Nagelköpfe und -füße; (a) aus FEM, (b) aus PONTOS (Wandversuch WL-5.3)

### 8.2.4 Zug/Druck Verankerung

Abbildung 8.15 zeigt den Vergleich der vertikalen Verformungen der Stiele im Bereich der Verankerung aufgrund der Druck- bzw. Zugbeanspruchung aus der FE-Berechnung und dem Wandversuch. Als Messpunkte bei den Wandversuchen dienten die Mittelpunkte der unteren Messplatten, welche entsprechend der Beschreibung in Abschnitt 5.6.4 umgerechnet wurden. Bei der FE-Modellierung konnten direkt die unteren Knoten der Stiele erfasst werden. Hier fallen die Unterschiede im zugbeanspruchten Bereich etwas größer aus als auf der Druckseite.



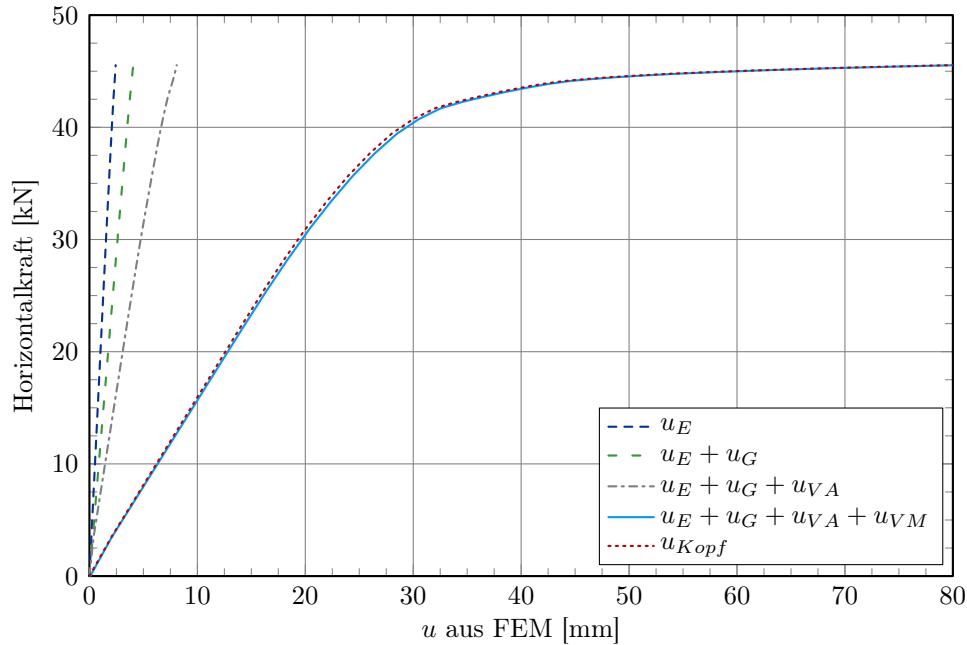
**Abbildung 8.15:** Verlauf des Eindrückens bzw. Abhebens der Stiele 1 und 5 im Bereich der Verankerung aus Druck- und Zugbeanspruchung – Vergleich der Ergebnisse aus FEM (Wandkonfiguration 2) und Wandversuch WL-5.3

### 8.2.5 Addition der Verformungsanteile

Abbildung 8.16 zeigt die einzelnen Verformungsanteile, welche mit dem FE-Modell für die mit Gipsfaserplatten beplankte Wand ermittelt wurden. Die Darstellung erfolgt in Form einer Aufsummierung der einzelnen Anteile, welche mit der Kopfverformung aus dem Modell verglichen werden. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der einzelnen Anteile wurde in den Abschnitten 8.1.1 bis 8.1.4 erläutert. Es lassen sich einige Informationen aus der Darstellung entnehmen:

- Die Anteile aus der Dehnung in den Rippen  $u_E$ , der Schubdehnung der Beplankung  $u_G$  und der Verformung der Verankerung  $u_{VA}$  zeigen ein nahezu lineares Verhalten,

- die Verbindungsmitte verformen sich hochgradig nichtlinear und
- die Summe der vier Einzelanteile entspricht fast exakt der Kopfverformung des FE-Modell.



**Abbildung 8.16:** Darstellung der Horizontalkraft über die einzelnen Verformungsanteile mit schrittweiser Aufsummierung und Vergleich mit der Kopfverformung (aus FE-Modellierung)

### 8.3 Zusammenstellung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Aus dem Vergleich der einzelnen Verformungsanteile aus der FE-Modellierung und den Wandversuchen für die Wandkonfigurationen 1 und 2 können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Die Normalkraftdehnungen in den Stielen zeigen im validierten Bereich zwischen den Messplatten der beiden Außenstiele eine sehr gute Übereinstimmung. Die Verformungen in der Schwelle und dem Rähm wurden nicht verglichen.
- Die Schubdehnungen in der Beplankung zeigen qualitativ sehr ähnliche, überwiegend konstante Verläufe (mit Ausnahme der Randbereiche), wobei die Werte aus den Versuchen im Vergleich zu den Ergebnissen aus der FE-Modellierung um ca. ein Drittel geringer ausfallen. Für die Wandkonfiguration 2 erfolgte daher eine ergänzende Modellierung mit experimentell ermittelten Werten für den E-Modul, welche 43 % über den Werten aus der Zulassung lagen. Der Schubmodul wurde

vereinfachend um den gleichen Faktor erhöht. Dieser Vergleich zeigt im Mittel eine fast exakte Übereinstimmung der Schubdehnungen, so dass die Ursache für die betragsmäßigen Abweichungen allem Anschein nach in zu gering angesetzten E- und G-Moduln liegt.

- Der Vergleich der Verformungen der Verbindungsmitte zeigt sowohl hinsichtlich der Größenordnungen als auch hinsichtlich der Verformungsrichtungen fast identische Ergebnisse. Grundsätzlich sind die Verformungen in den Eckbereichen größer, was im elastischen Bereich zu höheren Beanspruchungen führt und im plastischen Bereich ein früheres Versagen der Verbindungsmitte begünstigt. Auch ein stärkeres Ablösen der Beplankung in den Eckbereichen, wie bei den zyklischen Versuchen beobachtet wurde, liegt wohl hierin begründet.
- Nicht ganz optimal fällt der Vergleich bei den Verformungen im Bereich der Verankerung aus: Während unter Zugbeanspruchung noch mittlere bis gute Übereinstimmungen zu beobachten sind, weisen die Verformungen bei einer Druckbeanspruchung recht deutliche Unterschiede auf. Diese sind allerdings nur prozentual vergleichsweise hoch, absolut liegen diese unterhalb von einem Millimeter, was vermutlich auf kleinere Unterschiede bei den Versuchskörpern zurückgeführt werden kann.
- Die Summierung der einzelnen Verformungsanteile führt zu einer fast exakten Übereinstimmung mit der ermittelten Kopfverformung (alle Werte wurden aus dem FE-Modell entnommen). Dieser Vergleich zeigt, dass mit den beschriebenen Verformungsanteilen auch alle relevanten Verformungsanteile berücksichtigt wurden.

Allgemein zeigen die Untersuchungen in diesem Kapitel, dass das FE-Modell nicht nur zur Ermittlung des globalen Trag- und Verformungsverhaltens geeignet ist, sondern auch die lokalen Effekte in den einzelnen Bauteilen sehr gut abgeschätzt werden können.



# 9 Anwendung des FE-Modells

## 9.1 Experimentelle Untersuchungen von Becker & Zeitter (1992)

Die experimentellen Untersuchungen von *Becker & Zeitter* [Bec92] wurden in Abschnitt 4.4.2 vorgestellt. In diesem Abschnitt werden die Versuche an 1-, 2- und 3-Rastertafeln mithilfe des vorgestellten FE-Modells modelliert und die Ergebnisse werden miteinander verglichen.

### 9.1.1 Eingabewerte und Modellparameter

In Tabelle 9.1 sind die Eingabewerte für die FE-Modellierung und die Parameter des VM-Elements angegeben. Wie bereits in Abschnitt 7.1.3 beschrieben, wurde der Mittelwert der Rohdichte der Spanplatten auch hier über  $\rho_{m,sh} = 1,1 \cdot \rho_{k,sh}$  ermittelt.

Der Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_{VM}$  kann nicht direkt ermittelt werden, da der Versuchsbericht keine Angaben zu den mittleren Tragfähigkeiten der Klammerverbindungen enthält. Um einen möglichst realistischen Überfestigkeitsbeiwert abzuschätzen, wurden die in dieser Arbeit vorgestellten Versuche an Verbindungsmitteleinheiten zugrunde gelegt. Tabelle 9.2 enthält die charakteristischen Werte sowie die einzelnen Mittelwerte und den Gesamtmittelwert der Tragfähigkeiten aller Versuche mit vergleichbaren Klammern (1,53 mm – 55 mm).

Der resultierende Wert von 1,56 wird als Überfestigkeitsbeiwert für die Modellierung der Versuche von *Becker & Zeitter* angesetzt. Für eine genauere Betrachtung können Versuche an Verbindungsmitteleinheiten mit den hier verwendeten Werkstoffen durchgeführt werden.

### 9.1.2 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

In Abbildung 9.1 sind die Ergebnisse aus der FE-Modellierung mit den Versuchsergebnissen für die 1-, 2- und 3-Raster-Tafeln gegenübergestellt. Die FE-Berechnung wurde jeweils mit und ohne Überfestigkeitsfaktor durchgeführt. Außerdem sind die charakteristischen Tragfähigkeiten nach [DIN EN 1995-1-1] angegeben.

Mit dem verwendeten Ansatz des Überfestigkeitsbeiwertes  $\gamma_{VM}$  wird die Maximallast der 3-Raster-Tafel mit dem FE-Modell sehr gut abgebildet. Die Tragfähigkeit der

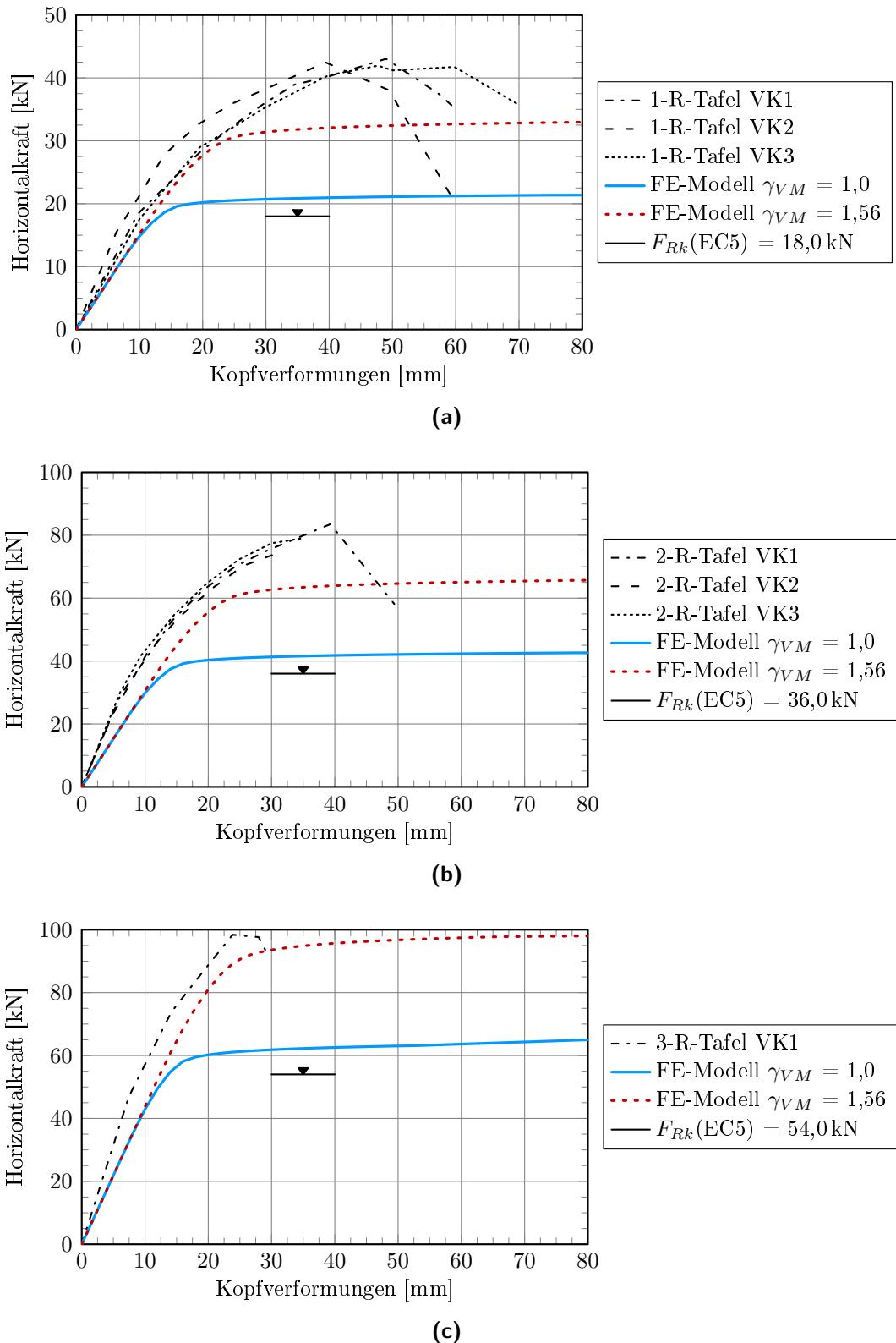
Bezeichnung	Bauteil	Formel	Rechnung	Wert
$d$ [mm]	Klammern	-	-	1,53
$l$ [mm]	Klammern	-	-	50
$f_{u,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Klammern	-	-	800
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Klammern	-	-	200.000
$t$ [mm]	Beplankung	-	-	13
$t_{pen}$ [mm]	Verbbindung	$l - t$	50-13	37
$\rho_{k,Bp}/\rho_{m,Bp}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Beplankung	-	$\rho_{m,Bp} = 1,1 \cdot \rho_{k,Bp}$	650/715
$\rho_{k,HZ}/\rho_{m,HZ}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Rippen	-	-	350/420
$\rho_{mean}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Rippen/Bepl.	Gl. 7.9	$\sqrt{715 \cdot 420}$	548
$M_{pl}$ [Nmm]	Klammern	Gl. 6.14	$\frac{1}{6} \cdot 800 \cdot 1,53^3$	478
$M_{y,Rk}$ [Nmm]	Klammern	Gl. 7.14	$240 \cdot 1,53^{2,6}$	725
$I$ [mm <sup>4</sup> ]	Klammern	Gl. 7.2	$\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{1,53}{2}\right)^4$	0,269
$f_{h,1,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Beplankung	Gl. 7.13	$65 \cdot 1,53^{-0,7} \cdot 13^{0,1}$	62,38
$f_{h,2,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rippen	Gl. 7.4	$0,082 \cdot 350 \cdot 1,53^{-0,3}$	25,26
$\beta$ [-]	-	Gl. 7.5	$\frac{25,26}{62,38}$	0,405
$f_{ax,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verbbindung	Gl. 7.6	$20 \cdot 10^{-6} \cdot 350$	2,45
$F_{ax,Rk}$ [N]	Verbbindung	Gl. 7.7	$2,45 \cdot 1,53 \cdot 37$	139
$F_{f,Rk}$ [N]	Verbbindung	Gl. 7.8	$1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,405}{1+0,405}} \cdot \sqrt{2 \cdot 725 \cdot 62,38 \cdot 1,53 + \frac{139}{4}}$	360
$K_{ser}$ [N/mm]	Verbbindung	Gl. 7.15	$\frac{548^{1,5} \cdot 1,53^{0,8}}{80}$	225
$l_{VME}$ [mm]	VM-Element	Gl. 6.13	$\frac{2 \cdot 478}{360}$	2,66
$\kappa_{EI}$ [-]	VM-Element	Gl. 6.20	$\frac{225 \cdot 2,66^3}{12 \cdot 200.000 \cdot 0,269}$	0,0066
$\gamma_{VM}$ [-]	VM-Element	nach [Sch13]	MW für Klammern	1,56

**Tabelle 9.1:** Materialkennwerte, Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und Parameter des VM-Elements für die Wandversuche von Becker & Zeitter [Bec92]

Anzahl	Versuchskörper	$F_{f,Rk}$ [N]	$F_{f,Rm}$ [N]	$\gamma_{VM}$ [-]
4	st1.53-g18	380	663	1,74
4	st1.53-g10	310	500	1,61
4	st1.53-o18	381	541	1,42
4	st1.53-o10	374	529	1,41
				1,56

**Tabelle 9.2:** Charakteristische und mittlere Tragfähigkeiten aus den Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten für Klammer mit  $d = 1,53$  mm sowie zugehöriger Überfestigkeitsbeiwerte  $\gamma_{VM}$

2-Raster-Tafeln wird hingegen um 17 %, die Tragfähigkeit der 1-Rastertafel um 22 % unterschätzt. An dieser Stelle sei noch einmal die Besonderheit bei den ermittelten Tragfähigkeiten in den Wandversuchen erwähnt: Die relative Tragfähigkeit pro Wandlänge nahm hier mit zunehmender Wandlänge ab. Die Steifigkeit der Wandelemente ist bei der Modellierung etwas geringer als bei den Wandversuchen. Da aufgrund der sehr steifen Ausbildung der Zugverankerung keine Nachgiebigkeit der Verankerung berücksichtigt wurde und die Beplankung und die Rippen ausschließlich ein linear-elastisches Tragverhalten aufweisen, muss der Unterschied in der Steifigkeit bei den Verbindungen zwischen Rippen und Beplankung liegen. Hier würden beispielsweise höhere mittlere Rohdichten des Holzes und der Spanplatten zu einem Anstieg der Steifigkeit führen.



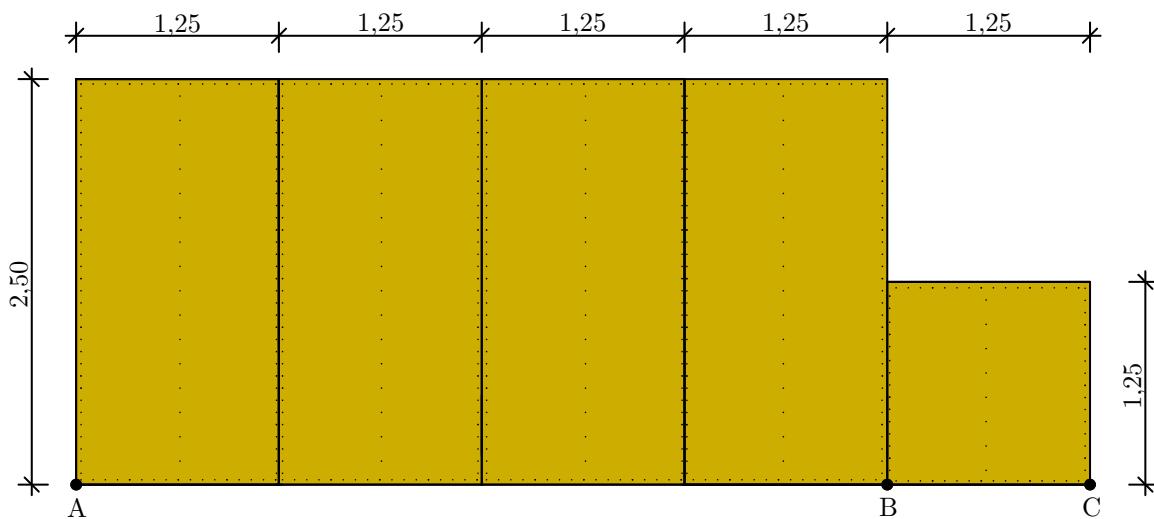
**Abbildung 9.1:** Vergleich der Last-Verformungskurven der Wandversuche mit den Ergebnissen aus der FE-Modellierung mit und ohne Berücksichtigung der Überfestigkeit; (a) 1-Raster-Tafeln, (b) 2-Raster-Tafeln und (c) 3-Raster-Tafel

## 9.2 Berechnungsverfahren von Källsner et al. (2006)

In Abschnitt 2.5.1 wurde der Berechnungsansatz von *Källsner et al.* [Käl95] [Käl01] für unterschiedliche Wandgeometrien vorgestellt. Eine Validierung des Verfahrens von *Girhammar & Källsner* [Gir04a] wurde in Abschnitt 4.4.3 beschrieben. Ein Erweiterung für Wandgeometrien mit Öffnungen erfolgte durch *Källsner & Girhammar* [Käl06]. Dieses ist in der Lage, sowohl Wände mit einer Verankerung durch Zuganker als auch solche mit einer ausschließlichen Verankerung der Schwelle zu berechnen. Das stellt eine Weiterentwicklung der Berechnungsmethode A nach [DIN EN 1995-1-1] dar, in der vorausgesetzt wird, dass alle zugbeanspruchten Stiele der Wandelemente direkt verankert sein müssen. Außerdem werden nach [DIN EN 1995-1-1] Wandabschnitte mit Öffnungen grundsätzlich nicht berücksichtigt.

An dieser Stelle erfolgt nun die Modellierung eines Wandelements mit Öffnung anhand einer Wandgeometrie aus *Källsner & Girhammar* [Käl06]. In einem ersten Schritt (vgl. Abschn. 9.2.1) wird das Wandelement für eine direkte Verankerung der Stiele mithilfe von Zugankern modelliert. Die Ergebnisse werden mit denen aus der Berechnung nach [DIN EN 1995-1-1] und *Källsner & Girhammar* gegenübergestellt. In einem zweiten Schritt (vgl. Abschn. 9.2.2) erfolgt die Modellierung für eine ausschließliche Verankerung der Schwelle. Da dies nach [DIN EN 1995-1-1] nicht zulässig ist, erfolgt der Vergleich hier nur mit der Berechnung nach *Källsner & Girhammar*.

Das Wandelement ist in Abbildung 9.2 dargestellt. Es ist 2,50 m hoch und hat eine Länge von 6,25 m, wobei der rechte Randabschnitt eine Fensteröffnung aufweist. Es werden die gleichen Materialparameter verwendet, die schon bei Wandkonfiguration 1 zur Anwendung kamen (vgl. Abschn. 7.2).



**Abbildung 9.2:** Wandgeometrie mit Öffnung zum Vergleich der FE-Modellierung mit analytischen Ansätzen

### 9.2.1 Wandelement mit Zugankern

Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit nach [DIN EN 1995-1-1] wird nur das Wandelement ohne Öffnungen berücksichtigt:

$$F_{v,Rk,i} = F_{v,Rk,1} = \frac{F_{f,Rk} \cdot b_1 \cdot c_1}{s} \quad (9.1)$$

mit:

$$F_{f,Rk} = 0,82 \text{ kN}$$

$$b_1 = 5,0 \text{ m}$$

$$c_1 = 1$$

$$s = 78,125 \text{ mm (32 Nägel pro Außenstiel)}$$

$$\rightarrow F_{v,Rk} = \frac{0,82 \text{ kN} \cdot 5,0 \text{ m} \cdot 1}{0,078125 \text{ m}} = 52,5 \text{ kN} \quad (9.2)$$

Abbildung 9.3 zeigt das statische System sowie die inneren und äußeren Kräfte für die Berechnungsmethode nach *Källsner und Girhammar*, bei der auch der Wandabschnitt mit der Öffnung berücksichtigt wird. Da die zugbeanspruchten Stiele durch Zuganker verankert sind, werden keine vertikalen Kräfte über die Verbindungsmittel zwischen Beplankung und Schwelle übertragen. Somit kann in Gleichung 9.3  $l_1$  gleich Null gesetzt werden:

$$F_{Rk} = \frac{F_{f,Rk}}{s} \cdot \left[ \left( \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot \alpha_1 + \beta_1 \right) \cdot l_1 + l_2 + \frac{h_l}{h} \cdot l_w \right] \quad (9.3)$$

mit:

$$\mu = 1,0 \text{ (optionaler Faktor zur Berücksichtigung von Beanspruchungen quer zur Faser)}$$

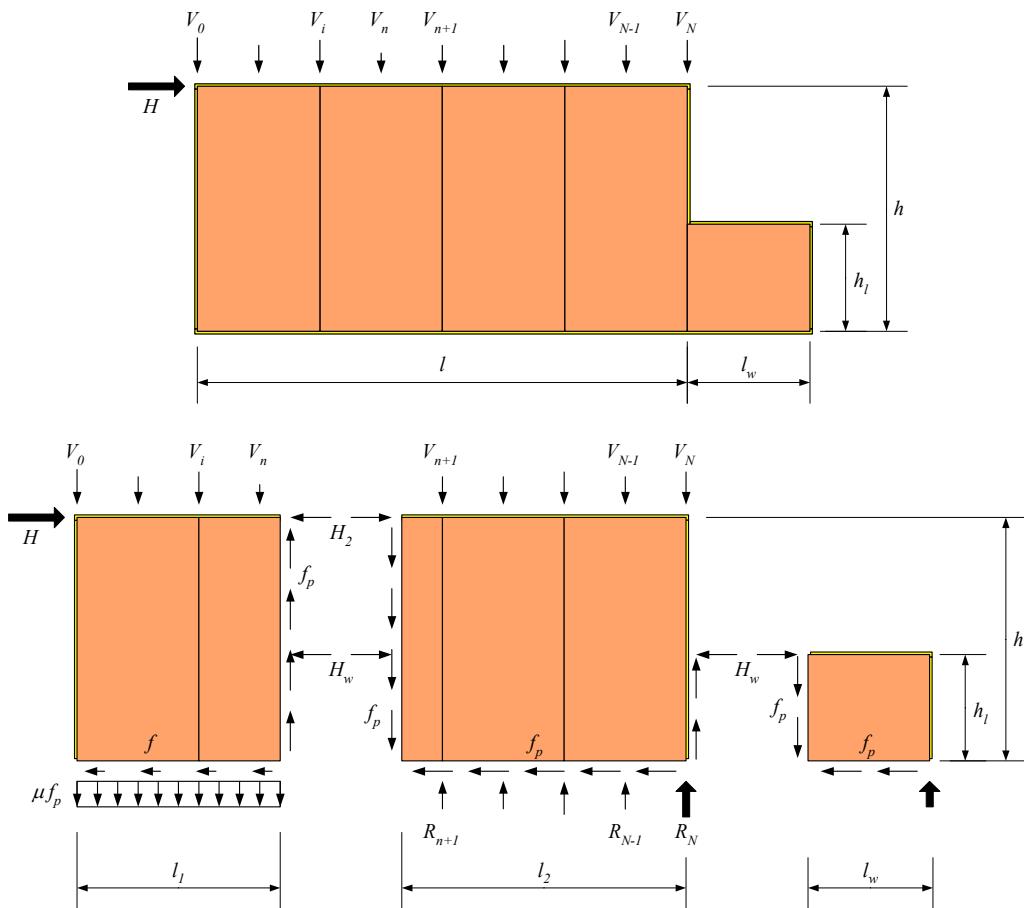
$$\alpha_1 = \frac{l_1}{h} = 0 \text{ (} l_1 = 0 \text{)}$$

$$\beta_1 = \sum_{i=0}^n \frac{V_i}{f_p \cdot h} \cdot \frac{l_1 - s_i}{l_1} = 0 \text{ (ohne Berücksichtigung einer Auflast)}$$

$$s = 78,125 \text{ mm (32 Nägel pro Außenstiel)}$$

$$l_1 = 0 \quad l_2 = 5,0 \text{ m} \quad l_w = 1,25 \text{ m} \quad h = 2,50 \text{ m} \quad h_l = 1,25 \text{ m}$$

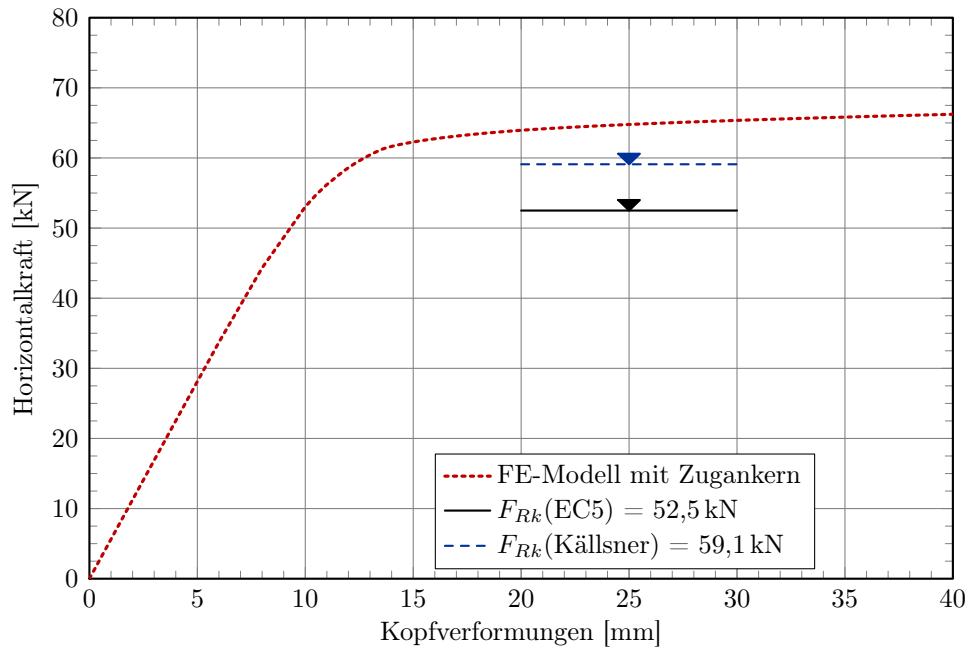
$$F_{Rk} = \frac{0,82 \text{ kN}}{0,078125 \text{ m}} \cdot \left[ \left( \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 0 + 0 \right) \cdot 0 + 5,0 \text{ m} + \frac{1,25 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} \cdot 1,25 \text{ m} \right] = 59,1 \text{ kN}$$



**Abbildung 9.3:** Wandelement mit inneren und äußereren Kräften nach Källsner & Girhammar, aus [Käl06]

Die Parameter des VM-Elements sind in Tabelle 7.3 angegeben (vgl. WK1). Zur Verankerung der Zugkräfte bei einer wechselseitigen Beanspruchung werden drei Zuganker verwendet (vgl. A, B und C in Abb. 9.2).

In Abbildung 9.4 ist ein Vergleich zwischen den horizontalen Tragfähigkeiten nach [DIN EN 1995-1-1], Källsner & Girhammar und dem FE-Modell dargestellt. Es zeigt sich, dass die Berücksichtigung des kleineren Wandelements nach Källsner & Girhammar zu einer Steigerung der Tragfähigkeit um 13 % im Vergleich zu [DIN EN 1995-1-1] führt. Das FE-Modell erreicht um 13 % höhere Werte im Vergleich zu Källsner und Girhammar und um 27 % höhere Werte im Vergleich zu [DIN EN 1995-1-1]. Der Grund hierfür liegt in der Verbindung der Rippen untereinander, wie in Kapitel 7 bereits beschrieben wurde.



**Abbildung 9.4:** Vergleich der Ergebnisse nach [DIN EN 1995-1-1], Källsner & Girhammar und dem FE-Modell für eine Verankerung mit Zugankern

### 9.2.2 Wandelement mit Verankerung der Schwelle

In diesem Abschnitt wird die gleiche Wandkonfiguration zugrunde gelegt, die bereits in Abschnitt 9.2.1 vorgestellt wurde. Der Unterschied liegt darin, dass hier keine Verankerung der Stiele über Zuganker erfolgt, sondern die vertikalen Kräfte über eine Verankerung der Schwelle abgeleitet werden. Zur Berechnung dient auch hier Gleichung 9.3:

$$F_{Rk} = \frac{F_{f,Rk}}{s} \cdot \left[ \left( \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot \alpha_1 + \beta_1 \right) \cdot l_1 + l_2 + \frac{h_l}{h} \cdot l_w \right] \quad (9.4)$$

mit:

$\mu = 1,0$  (optionaler Faktor zur Berücksichtigung von Beanspruchungen quer zur Faser)

$$\beta_1 = \sum_{i=0}^n \frac{V_i}{f_p \cdot h} \cdot \frac{l_1 - s_i}{l_1} = 0 \quad (\text{ohne Berücksichtigung einer Auflast})$$

$s = 78,125 \text{ mm}$  (32 Nägel pro Außenstiel)

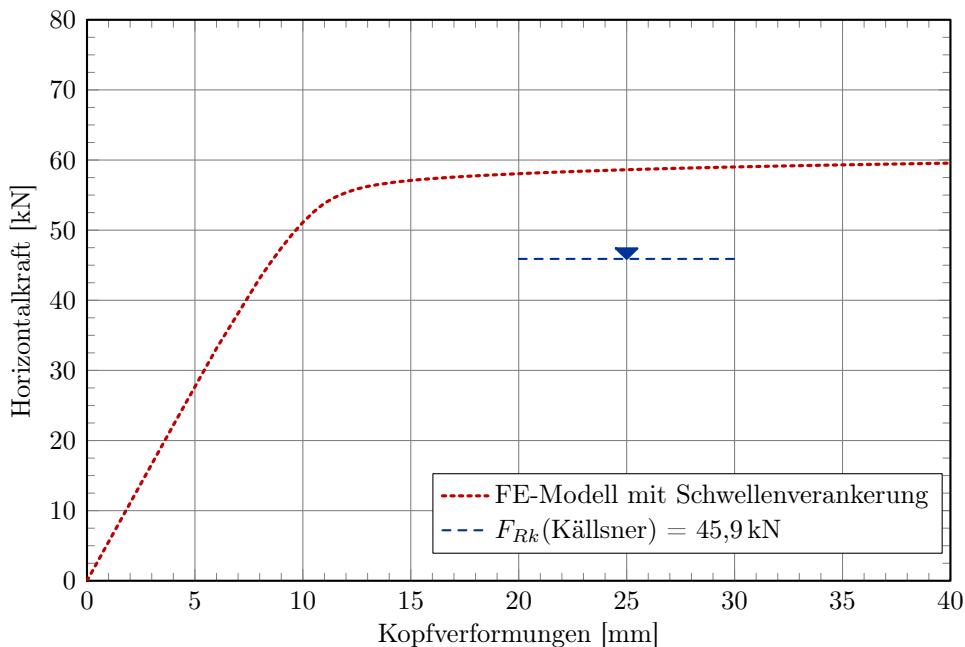
$$l_1 = \frac{h}{\mu} \cdot (1 - \kappa_1) \quad \text{mit} \quad \kappa_1 = \sum_{i=0}^n \frac{V_i}{f_p \cdot h} = 0 \quad (\text{ohne Berücksichtigung einer Auflast})$$

$$\Rightarrow l_1 = \frac{2,50 \text{ m}}{1,0} \cdot (1 - 0) = 2,50 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = \frac{l_1}{h} = \frac{2,50 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} = 1,0$$

$$F_{Rk} = \frac{0,82 \text{ kN}}{0,078125 \text{ m}} \cdot \left[ \left( \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 0 \right) \cdot 2,50 \text{ m} + 2,50 \text{ m} + \frac{1,25 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} \cdot 1,25 \text{ m} \right] \\ = 45,9 \text{ kN}$$

Die Berechnungsmethode von *Källsner & Girhammar* basiert auf der Annahme, dass die abhebenden Kräfte über die Verbindungsmitte zwischen Schwelle und Beplankung übertragen werden. Im FE-Modell würden daher vertikale Verbindungen zwischen den zugbeanspruchten Stielen und der Schwelle zu einem ähnlichen Lastfluss wie bei der Verankerung mit Zugankern führen, bei welchem die Zugkräfte direkt über die Stiele in die Schwelle geleitet würden. Daher wurde die vertikale Verbindung bei den zugbeanspruchten Stielen im FE-Modell entfernt. Abbildung 9.5 zeigt einen Vergleich der horizontalen Tragfähigkeiten nach *Källsner & Girhammar* und der Last-Verformungskurve aus der FE-Modellierung. Bei beiden Varianten ist die erreichte Tragfähigkeit geringer als bei der Verankerung mit Zugankern. Die Maximalkraft des FE-Modells liegt 31 % über dem berechneten Wert nach *Källsner & Girhammar*.



**Abbildung 9.5:** Vergleich der Ergebnisse nach *Källsner & Girhammar* und dem FE-Modell für eine Verankerung der Schwelle

## 9.3 Berechnungsverfahren von Hall (2012)

In Abschnitt 2.5.2 wurden zwei Berechnungsverfahren von *Hall* [Hal12] vorgestellt. Dies umfasst zum einen die „Fließverbundmethode“ und zum anderen das „Stab-Verbund-

Modell“. Beide Verfahren wendete *Hall* auf eine 1-Raster-Tafel mit unterschiedlichen Rahmenbedingungen an:

- Beispiel 1 verzichtet auf eine Verbindung der Rippen untereinander, so dass sich im Wandelement ein ideales Schubfeld ausbilden kann,
- in Beispiel 2 wird eine gelenkige Verbindung der Rippen untereinander verwendet und
- in Beispiel 3 wird die Zugverankerung der Stiele durch eine kontinuierliche Verankerung der Schwelle ersetzt.

Ein Beispiel soll im Folgenden mit dem in dieser Arbeit entwickelten FE-Modell nachgerechnet und die Ergebnisse sollen miteinander verglichen werden. Bei Beispiel 1 handelt es sich um ein ideales Schubfeld, so dass die Ergebnisse der FE-Berechnung mit denen der [DIN EN 1995-1-1] identisch sind. Auch die beiden Berechnungsverfahren von *Hall* kommen hier zu fast identischen Ergebnissen. Bei Beispiel 3 werden nur sehr geringe Tragfähigkeiten erreicht, da bei sehr kurzen Wänden auch sehr hohe Zugkräfte entstehen. Ohne die Verwendung von Zugankern können die wenigen Verbindungsmitte zwischen Beplankung und Schwelle somit nur geringe Horizontalkräfte übertragen. Dieses Beispiel erscheint für einen Vergleich daher ebenfalls wenig aussagekräftig. Somit werden die unterschiedlichen Berechnungsverfahren und das FE-Modell anhand von Beispiel 2 miteinander verglichen. *Hall* gibt für seine Berechnungen folgende Kennwerte an:

- Wandhöhe  $\times$  Wandbreite = 2,50 m  $\times$  1,25 m
- Rippenhöhe  $\times$  Rippenbreite = 160 mm  $\times$  60 mm
- E-Modul  $E = 11.000 \text{ N/mm}^2$
- Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels  $F_{f,Rk} = 635 \text{ N}$
- Abstand der Verbindungsmitte  $s = 50 \text{ mm}$
- Verschiebungsmodul der Verbindungsmitte  $K_{ser} = 500 \text{ N/mm}^2$

Für die Eingabe in das FE-Modell werden noch ein Durchmesser  $d$  und eine Zugfestigkeit  $f_u$  der Verbindungsmitte benötigt, aus welchen die Länge des VM-Elements  $l_{VME}$  und der Steifigkeitsbeiwert  $\kappa_{EI}$  ermittelt werden. Der Durchmesser  $d$  und die Zugfestigkeit  $f_u$  können frei gewählt, da über die Berechnung der Länge des VM-Elements  $l_{VME}$  und des Steifigkeitsbeiwerts die vorgegebene Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Verbindungsmitte abgebildet wird (vgl. Kapitel 6). Tabelle 9.3 enthält alle verwendeten Materialkennwerte, Abmessungen und Parameter im Überblick.

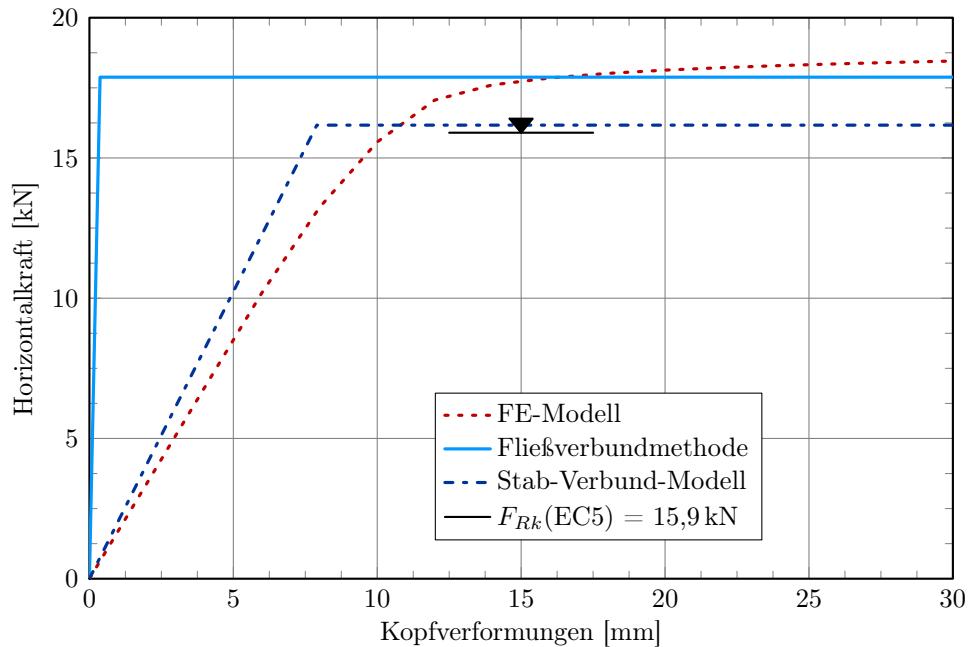
In Abbildung 9.6 werden die Last-Verformungskurve des FE-Modells sowie die bilinearen Kurven nach der „Fließverbundmethode“ und der „Stab-Verbund-Modell“ mit der Tragfähigkeit nach [DIN EN 1995-1-1] verglichen. Es zeigt sich, dass die Berechnung mithilfe des „Stab-Verbund-Modells“ fast zur gleichen Tragfähigkeit kommt wie die Berechnung nach dem Schubfeldmodell (+2 %), während mit der „Fließverbundmethode“ ein um 13 % höherer Wert erzielt werden kann. Die Maximallast aus der FE-Modellierung liegt mit +16 % in einer vergleichbaren Größenordnung. Die

Bezeichnung	Bauteil	Formel	Rechnung	Wert
$d$ [mm]	Nagel	-	-	2,8
$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Nagel	-	-	600
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Nagel	-	-	200.000
$t$ [mm]	Beplankung	-	-	18
$M_{pl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Nagel	Gl. 6.14	$\frac{1}{6} \cdot 600 \cdot 2,8^3$	2195
$I$ [mm <sup>4</sup> ]	Nagel	Gl. 7.2	$\frac{\Pi}{4} \cdot \left(\frac{2,8}{2}\right)^4$	3,017
$F_{f,Rk}$ [N]	Verbindung	vorgegeben	-	635
$K_{ser}$ [N/mm]	Verbindung	vorgegeben	-	500
$l_{VME}$ [mm]	VM-Element	Gl. 6.13	$\frac{2 \cdot 2195}{635}$	6,91
$\kappa_{EI}$ [-]	VM-Element	Gl. 6.20	$\frac{500 \cdot 6,91^3}{12 \cdot 200.000 \cdot 3,017}$	0,0228
$\gamma_{VM}$ [-]	VM-Element	Gl. 6.21	-	1,0

**Tabelle 9.3:** Materialkennwerte, Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und Parameter des VM-Elements für das Modell von Hall [Hal12]

Steifigkeit nach der „Fließverbundmethode“ wird offensichtlich deutlich überschätzt, während die Steifigkeit des „Stab-Verbund-Modells“ relativ dicht an den Ergebnissen der FE-Modellierung liegt.

Der Vergleich zeigt gute Ergebnisse der „Fließverbundmethode“ hinsichtlich der Tragfähigkeit und eine nur geringfügige Überschätzung der Steifigkeit bei dem „Stab-Verbund-Modell“.



**Abbildung 9.6:** Vergleich der Ergebnisse nach *Hall*, [DIN EN 1995-1-1] mit dem FE-Modell

## 9.4 Experimentelle Untersuchungen von Sartori et al. (2012)

Die experimentellen Untersuchungen von *Sartori et al.* [Sar12] wurden in Abschnitt 4.4.5 vorgestellt. In diesem Abschnitt werden die Versuche an einer Wandkonfiguration mit und ohne Öffnung mithilfe des vorgestellten FE-Modells modelliert und die Ergebnisse werden miteinander verglichen.

### 9.4.1 Eingabewerte und Modellparameter

In Tabelle 9.4 sind die Eingabewerte für die FE-Modellierung und die Parameter des VM-Elements angegeben. Wie bereits in Abschnitt 7.1.3 beschrieben, wurde die Rohdichte der OSB-Platten auch hier über  $\rho_{m,sh} = 1,1 \cdot \rho_{k,sh}$  ermittelt.

Neben den Versuchen an Wandelementen führten *Sartori et al.* auch Versuche an Verbindungsmitteleinheiten und Verankerungsdetails durch (vgl. [Sar13] und [Tom13]). Dabei wurden unter anderem die Verbindungen und Verankerungen untersucht, die bei den Wandelementen zur Anwendung kamen. Der Mittelwert für die Tragfähigkeit der Nagelverbindungen lag bei 1.670 N, woraus sich ein Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_{VM}$  von 1,89 ergibt. Die Steifigkeit des verwendeten Zugankers betrug im Mittel 3.621 N/mm, die maximale Tragfähigkeit 52,32 kN. Diese Werte wurden im FE-Modell über eine bilineare Feder berücksichtigt. Die Steifigkeit der Winkelverbinder wurde nicht abgebildet, da keine Informationen über die Anzahl der verwendeten Winkelverbinder vorlagen.

Bezeichnung	Bauteil	Formel	Rechnung	Wert
$d$ [mm]	Rillennägel	-	-	2,8
$l$ [mm]	Rillennägel	-	-	65
$f_{u,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rillennägel	-	-	600
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rillennägel	-	-	200.000
$t$ [mm]	Beplankung	-	-	15
$t_{pen}$ [mm]	Verbindung	$l - t$	65-15	50
$\rho_{k,Bp}/\rho_{m,Bp}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Beplankung	-	$\rho_{m,Bp} = 1,1 \cdot \rho_{k,Bp}$	550/605
$\rho_{k,HZ}/\rho_{m,HZ}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Rippen	-	-	350/420
$\rho_{mean}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Rippen/Bepl.	Gl. 7.9	$\sqrt{605 \cdot 420}$	504
$M_{pl}$ [Nm]	Rillennägel	Gl. 6.14	$\frac{1}{6} \cdot 600 \cdot 2,8^3$	2195
$M_{y,Rk}$ [Nm]	Rillennägel	Gl. 7.1	$0,3 \cdot 600 \cdot 2,8^{2,6}$	2617
$I$ [mm <sup>4</sup> ]	Rillennägel	Gl. 7.2	$\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{2,8}{2}\right)^4$	3.017
$f_{h,1,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Beplankung	Gl. 7.3	$65 \cdot 2,8^{-0,7} \cdot 15^{0,1}$	41,45
$f_{h,2,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rippen	Gl. 7.4	$0,082 \cdot 350 \cdot 2,8^{-0,3}$	21,07
$\beta$ [-]	-	Gl. 7.5	$\frac{21,07}{41,45}$	0,508
$f_{ax,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verbindung	Gl. 7.6	$50 \cdot 10^{-6} \cdot 350$	6,13
$F_{ax,Rk}$ [N]	Verbindung	Gl. 7.7	$6,13 \cdot 2,8 \cdot 50$	858
$F_{f,Rk}$ [N]	Verbindung	Gl. 6.4	-	886
$K_{ser}$ [N/mm]	Verbindung	Gl. 7.10	$\frac{504^{1,5} \cdot 2,8^{0,8}}{30}$	860
$F_{f,Rm}$ [N]	aus [Sar13]	-	-	1670
$l_{VME}$ [mm]	VM-Element	Gl. 6.13	$\frac{2 \cdot 2617}{886}$	4,96
$\kappa_{EI}$ [-]	VM-Element	Gl. 6.20	$\frac{860 \cdot 4,96^3}{12 \cdot 200.000 \cdot 3,017}$	0,0145
$\gamma_{VM}$ [-]	VM-Element	Gl. 6.21	$\frac{1670}{886}$	1,89

**Tabelle 9.4:** Materialkennwerte, Ergebnisse aus Zwischenrechnungen und Parameter des VM-Elements für die Wandversuche von Sartori et al. [Sar12]

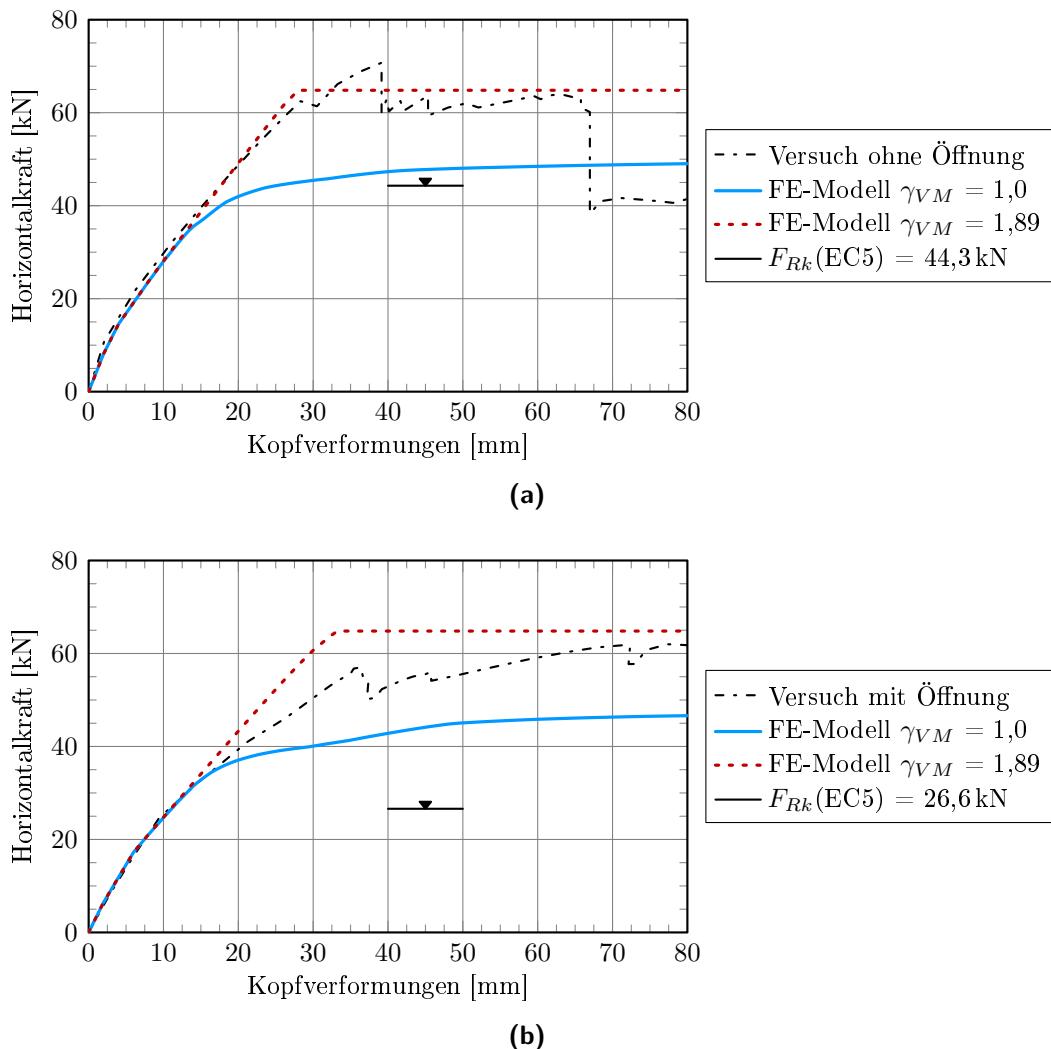
Beide Wandelemente (mit und ohne Öffnung) wiesen die gleichen Materialparameter und Abmessungen auf und unterschieden sich somit nur hinsichtlich der Öffnung, deren Abmessung  $1,0\text{ m} \times 1,0\text{ m}$  betrug. Die Anordnung erfolgte mittig in einem Abstand von  $1,0\text{ m}$  vom unteren Rand.

### 9.4.2 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

In Abbildung 9.7 sind die Ergebnisse aus der FE-Modellierung mit den Versuchsergebnissen für die Wandelemente mit und ohne Öffnung gegenübergestellt. Die FE-Berechnung wurde jeweils mit und ohne Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_{VM}$  durchgeführt. Außerdem sind die charakteristischen Tragfähigkeiten nach [DIN EN 1995-1-1] angegeben.

Auffällig bei beiden Versuchen ist, dass das Versagen nicht durch eine Überschreitung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel eintrat, sondern bereits vorher die Zuganker versagten. Dies hätte durch die Verwendung des leistungsfähigeren Zugankers „RG“ grundsätzlich verhindert werden können.

Der Vergleich der FE-Modelle mit den Versuchsergebnissen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Steifigkeiten (vgl. Abb. 9.7). Bei dem Wandversuch ohne Öffnung (vgl. Abb. 9.7a) wurde die maximale Kraft ohne Berücksichtigung der Überfestigkeit um 32 % unterschätzt. Mit Berücksichtigung der Überfestigkeit zeigte sich hingegen eine gute Übereinstimmung (vgl. FEM: 64,8 kN zu Versuch: 70,7 kN). Bei dem Wandversuch mit Öffnung (vgl. Abb. 9.7b) wurde die Tragfähigkeit ohne Berücksichtigung der Überfestigkeit um 27 % unterschätzt. Mit Berücksichtigung der Überfestigkeit zeigte sich eine geringfügige Überschätzung um 5 %. Der Vergleich mit der Bemessung nach [DIN EN 1995-1-1] zeigt, dass mithilfe des FE-Modells bei der Wandkonfiguration ohne Öffnung, eine um 9 % höhere Tragfähigkeit berechnet wurde. Ein wesentlich größerer Unterschied zeigt sich bei der Wandkonfiguration mit Öffnung: Da nach [DIN EN 1995-1-1] nur die Bereiche ohne Öffnung berücksichtigt werden dürfen, erreicht das FE-Modell hier eine um 69 % höhere Tragfähigkeit.



**Abbildung 9.7:** Vergleich der Last-Verformungskurven der Wandversuche mit den Ergebnissen aus der FE-Modellierung mit und ohne Berücksichtigung der Überfestigkeit; (a) Wandversuch ohne Öffnung, (b) Wandversuch mit Öffnung



# 10 Zusammenfassung und Ausblick

Das Ziel der vorliegenden Dissertation ist die Entwicklung eines Berechnungsmodells, mit welchem die Steifigkeit und die Tragfähigkeit von Holzrahmenwänden mithilfe von allgemein verfügbaren Elementtypen möglichst exakt beschrieben werden kann. Dabei soll untersucht werden, inwieweit zum Erreichen des Ziels auf experimentelle Untersuchungen vollständig verzichtet werden kann.

In Kapitel 1 werden die Hintergründe beschrieben, weshalb bei der Bemessung gegenüber Erdbebenbeanspruchungen eine Unterschätzung der Tragfähigkeit und eine Überschätzung der Steifigkeit von Holzrahmenwänden nicht zwangsläufig zu „auf der sicheren Seite liegenden“ Ergebnissen führt.

In Kapitel 2 werden unterschiedliche Bemessungsverfahren für Holzrahmenwände vorgestellt und die Ergebnisse mit Versuchsergebnissen verglichen. Es zeigen sich deutliche Unterschiede, insbesondere bei den ermittelten Steifigkeiten, wobei das Verfahren aus den *Erläuterungen zur DIN 1052* [Bla05], mit Ergänzung um den Anteil der Zugverankerung, die Anfangssteifigkeit recht gut abbildet.

Eine erste Literaturrecherche gibt einen Überblick über die Entwicklungen bei der FE-Modellierung von Holzrahmenwänden und es werden unterschiedliche Ansätze vorgestellt (vgl. Kapitel 3). Es wird deutlich, dass bei der Verwendung von globalen Federelementen, welche vollständige Holzrahmenwände abbilden, grundsätzlich Versuche an Wandelementen notwendig sind. Werden die einzelnen Verbindungsmittel mithilfe von lokalen Federelementen modelliert, werden entweder die Tragfähigkeiten der Wandelemente überschätzt (bei karthesischen Federpaaren) oder die benötigten Federelemente sind in gängigen Berechnungsprogrammen nicht verfügbar (bei orientierten Federelementen).

Aus diesen Gründen wird ein neues FE-Modell entwickelt, welches die Verbindungsmitte mithilfe von lokalen Balkenelementen (VM-Elemente) abbildet, die in allen gängigen FE-Programmen verfügbar sind (vgl. Kapitel 6). Die benötigten Materialkennwerte und Parameter basieren auf den charakteristischen Werten aus Normen und Zulassungen. Wenn Versuche an Verbindungsmitteleinheiten vorliegen, können die dort erreichten, höheren Tragfähigkeiten mithilfe eines Überfestigkeitsbeiwertes berücksichtigt werden.

Zur Validierung des Berechnungsmodells wurde eine zweite Literaturrecherche zu experimentellen Untersuchungen an Verbindungsmitteleinheiten, Verankerungsdetails und Holzrahmenwänden durchgeführt (vgl. Kapitel 4). Bei den Verbindungsmitteleinheiten wird deutlich, dass in der Vergangenheit zwar eine Vielzahl an Versuchen

durchgeführt wurde, dass aber auch eine sehr große Bandbreite an möglichen Versuchsaufbauten, verwendeten Materialien und deren Eigenschaften existiert. Bei den Holzrahmenwänden sind die Unterschiede sogar noch etwas größer: Neben Unterschieden in den Wandgeometrien und der Auflast, gibt es im Hinblick auf das Verhalten unter Erdbebenbeanspruchungen außerdem unterschiedliche Möglichkeiten bei der Auswertung der Versuchsergebnisse (Ermittlung der Duktilität, der Energiedissipation usw.). Große Unterschiede existieren im internationalen Vergleich auch bei der Art der Verankerung, wobei Verankerungsdetails bisher kaum untersucht wurden. Somit ist eine Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse, trotz der Vielzahl an Veröffentlichungen zu dieser Thematik, nur sehr eingeschränkt möglich.

Vor diesem Hintergrund wurden im Rahmen des Forschungsprojekts *Optimberquake* eigene Versuche an Verbindungsmitteleinheiten, Verankerungsdetails und Holzrahmenwänden durchgeführt (vgl. Kapitel 5), bei denen der Schwerpunkt auf die, im mitteleuropäischen Raum üblichen Wandkonfigurationen und eine praxisnahe Verankerung gelegt wurde. Außerdem wurden die lokalen Verformungen in den einzelnen Bauteilen mithilfe eines optischen Messsystems erfasst, so dass neben dem Vergleich der globalen Last-Verformungskurven auch die lokalen Effekte in den einzelnen Bauteilen anhand der experimentellen Untersuchungen validiert werden konnten.

Die Validierung an eigenen Wandversuchen in Kapitel 7 zeigt, dass die Anfangsstifigkeit der Wandelemente mithilfe des FE-Modells gut abgeschätzt werden kann. Bei Verwendung des Verschiebungsmoduls  $K_{ser}$  nach [DIN EN 1995-1-1] zeigt sich insbesondere bis ca. 50 % der Maximallast eine sehr gute Übereinstimmung. Auf Grundlage charakteristischer Eingangsparameter werden Tragfähigkeiten ermittelt, die im Mittel etwa 15 % über den Tragfähigkeiten nach [DIN EN 1995-1-1] liegen. Dies lässt sich auf das genauere statische System zurückführen, bei welchem die Rippen gelenkig miteinander verbunden sind. Die rechnerischen Ergebnisse liegen allerdings dennoch ca. 30 % unter den Versuchsergebnissen. Unter Berücksichtigung des Überfestigkeitsbeiwertes  $\gamma_{VM}$ , welcher anhand von Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten bestimmt wurde, liegen die Abweichungen zwischen den Tragfähigkeiten aus der FE-Modellierung und den Wandversuchen im Bereich von -8 % bis +13 % und sind somit sehr gering. Nur bei einem Wandversuch (Wandkonfiguration 6) wurde die Tragfähigkeit mit dem FE-Modell um etwa 38 % überschätzt.

Der Vergleich der lokalen Verformungen in den einzelnen Bauteilen (vgl. Kapitel 8) zeigt, dass insbesondere bei der Normalkraftdehnung in den Stielen und bei den Verformungen der Verbindungsmitte sehr gute Übereinstimmungen erreicht werden. Die Schubverformungen in der Beplankung weisen qualitativ ebenfalls einen sehr ähnlichen Verlauf auf. Abweichungen in der Höhe der Werte konnten auf zu geringe Ansätze für den E- und den G-Modul des Plattenwerkstoffes zurückgeführt werden. Der Vergleich der Verformungen aus der Verankerung zeigt unter Zugbeanspruchung eine akzeptable Übereinstimmung. Unter Druckbeanspruchung weichen die Ergebnisse prozentual recht stark voneinander ab, aufgrund sehr geringer Verformungen liegen die Abweichungen absolut allerdings bei weniger als einem Millimeter.

---

Auch die Anwendung auf experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze anderer Autoren in Kapitel 9 unterstreicht die Leistungsfähigkeit des neu entwickelten Berechnungsmodells. Insbesondere die Modellierung von Wandkonfigurationen mit Öffnungen zeigt nicht nur sehr gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen (vgl. Abschnitt 9.4), sondern macht die Vorteile gegenüber einer Bemessung nach [DIN EN 1995-1-1] deutlich (vgl. Abschnitt 9.2 und 9.4): Da nach [DIN EN 1995-1-1] nur Wandbereiche ohne Öffnungen berücksichtigt werden dürfen, sind die mit dem FE-Modell berechneten Tragfähigkeiten auf Grundlage charakteristischer Eingangsparameter um bis zu 70 % höher.

Diese Ergebnisse zeigen, dass das vorgestellte FE-Modell sehr gut geeignet ist, um das Trag- und Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden unter monotonen Beanspruchungen abzubilden. Unter Verwendung eines Überfestigkeitsbeiwertes, der direkt aus Versuchen an Verbindungsmitteleinheiten abgeleitet wird, erreicht das Modell Tragfähigkeiten, die dicht an den Ergebnissen aus den Wandversuchen liegen. Bei der Verwendung von charakteristischen Materialkennwerten liegen die Ergebnisse über den Werten, die bei einer Bemessung nach dem Schubfeldmodell erreicht werden. Darüber hinaus kann die Steifigkeit der Wandelemente für den vorwiegend elastischen Anfangsbereich sehr gut abgebildet werden. Auch die lokalen Verformungen in den einzelnen Bauteilen lassen sich mithilfe des FE-Modells sehr gut zuordnen.

Um die Zielsetzung eines FE-Modells mit allgemein verfügbaren Elementtypen, ohne die Notwendigkeit einer Durchführung von experimentellen Untersuchungen vollständig erreichen zu können, wäre die Verfügbarkeit von Überfestigkeitsbeiwerten in einer Datenbank wünschenswert. Je detaillierter darin unterschiedliche Verbindungsconfigurationen berücksichtigt werden, desto exakter kann das Trag- und Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden auf diese Weise abgeschätzt werden. *Schick et al.* [Sch13] stellten bereits ein Verfahren zur Ermittlung der Überfestigkeit vor und gaben für eine Reihe an Versuchskonfigurationen entsprechende Werte an. Weitere Untersuchungen könnten hier sowohl die Bandbreite an Versuchskonfigurationen erweitern als auch durch eine größere Versuchszahl die statistische Absicherung der Werte optimieren. Da die Validierung gezeigt hat, dass das FE-Modell auch die lokalen Effekte zutreffend abbildet, könnten mithilfe des FE-Modells außerdem die Beanspruchungen der Bauteile bei einer asymmetrischen Verankerung und Wandelementen mit Öffnungen hinsichtlich möglicher kritischer Stellen näher untersucht werden.



# 11 Summary and prospects

The target of this dissertation is the development of an advanced modeling of timber-framed wall elements, using element types and material formulations which are available in common FE programs. Both the capacity and the stiffness should be described as exactly as possible without the necessity of performing experimental tests on wall elements or connection units.

In chapter 1 a description is given of why an underestimation of the load-bearing capacity and an overestimation of the stiffness does not automatically lead to calculation results which are „on the safe side“.

In chapter 2, different calculation methods for timber-framed wall elements were analyzed. The comparisons show considerable differences, especially for the stiffness, whereby the method out of the *Erläuterungen zur DIN 1052* [Bla05], completed by an additional displacement parameter, shows good results for the initial stiffness.

The first part of a literature review gives an overview about the developments in the modeling of timber-framed wall elements and the most important approaches are presented (cf. chapter 3). If global spring elements are used to model full wall elements, experimental tests on wall elements are necessary for calibration. If local spring elements are used to model every single fastener, either the load bearing capacity will be overestimated (Cartesian spring pairs) or the element types are not available in all common FE programs (oriented spring elements).

For this reason, a new FE model was developed using beam elements to model the fasteners (cf. chapter 6). This type of element is available in all common FE programs. The input parameters for the materials are based on characteristic values and can be taken from standards and technical approaches. If test results on connection units are available, the mean values of the capacities can be taken directly, otherwise an overstrength factor has to be defined.

The second part of a literature review about experimental tests on connection units, anchoring units and timber-framed wall elements (cf. chapter 4) was conducted for the validation of the FE model developed. It becomes clear when looking at the connection units that many tests have been documented over the last few decades, however, there are many possible test configurations, materials and material parameters. In addition, differences in the wall geometries, the upload and the post-processing of the performance under earthquake loadings exist (calculation of ductility, energy dissipation, etc.) for timber-framed wall elements. Furthermore, there are considerable differences in the way of anchoring the wall elements. Interestingly, there have only

been a few tests on anchoring units carried out so far. This study demonstrates that a comparison of certain test results cannot easily be done, although there are many publications regarding this topic.

Based on this background, test series on connection units, anchoring units and timber-framed wall elements were performed (cf. chapter 5), whereby the focus was on wall configurations and anchoring situations typical of the construction practice in central Europe. For the tests on the wall elements, the local deformations in the wall components were measured using optical measurement devices, so that not only the global load-displacement characteristics, but also the local effects are available for the validation of the FE model.

The validation of the FE model by experimental tests on timber-framed wall elements shows that the initial stiffness can be predicted very well (cf. chapter 7). Excellent results, especially up to 50 % of the maximum force, can be provided using the slip modulus,  $K_{ser}$ , according to [DIN EN 1995-1-1]. Based on characteristic parameters, the load capacity calculated with the FE model reaches about 15 % higher values compared to [DIN EN 1995-1-1]. The reason for this is the more precise static system, which considers the hinged connection between the studs and rails. Nevertheless, the results are about 30 % lower compared to test results. Using the overstrength factor,  $\gamma_{VM}$ , defined in tests on connection units, the differences between the FE model and the test results range between -8 % and +13 %. Only the capacity of one wall element (wall configuration 6) was overestimated by about 38 %.

The comparison of the local deformations for the different components (cf. chapter 8) shows very good accordance for the elongation in the studs and rails due to normal forces and for the deformations of the fasteners. Furthermore, the shear deformations in the sheathing exhibit comparable characteristics, while the strains show differences of about 25 %. These differences could be assigned to an underestimation of the E- and G-modulus of the sheathing. The deformations of the anchoring show good accordance under tensile loadings. The variation in percentages under compression loadings is comparably high, but the total variation is less than one millimeter.

The application of the model in experimental tests and the calculation methods of other authors in chapter 9 confirms its quality. The modeling, especially of wall elements with openings, shows a good accordance with the test results (cf. section 9.4). Furthermore, the advantages of the FE model become obviously: Because the calculation according to [DIN EN 1995-1-1] only takes into account the wall elements without openings, the results from the FE model using characteristic material parameters depict additional strengths of 70 % and more (cf. section 9.2 and 9.4).

These results show that the newly developed FE model is suitable for describing the load-displacement behavior of timber-framed wall elements under monotonic loadings. Using an overstrength factor derived from experimental tests on connection units, the load capacities calculated are close to the test results on wall elements. Using characteristic material parameters, the results of the load capacities are considerably higher compared to the calculation method according to [DIN EN 1995-1-1]. Furthermore,

---

the initial stiffness and the local deformations of the single wall components can be predicted in good accordance with experimental results.

In order to fully achieve the target of an FE model which uses only types of elements which are available in common FE programs and input data which is generally available, a database with overstrength factors for different combinations of fasteners and sheathing materials would be desirable. The more detailed the configurations of the connections in the database are, the better the load-displacement behavior of timber-framed wall elements can be estimated. *Schick et al.* [Sch13] developed a method to calculate the overstrength factor and presented values for some specific test configurations. Further studies could be aimed at increasing the number of different test configurations and increasing the number of tests for each test configuration for an optimized statistic validation. Because the validation of the FE model showed that the local effects can be described correctly, the FE model could be used to analyze wall elements with both an asymmetric anchorage and openings with regard to critical parts of the wall elements.



# Literaturverzeichnis

- [Bec92] BECKER, K.; ZEITTER, H.: *Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Bauwerke in Erdbebengebieten. Holzbau – Theoretische und experimentelle Untersuchungen für die Anwendung des EC 8.* T 2451/1. Technischer Bericht, TU Darmstadt, 1992.
- [Bla90a] BLASS, H.J.: *Untersuchungen über die Variation des Last-Verschiebungsverhaltens in Nagelverbindungen – Variation in Faserrichtung.* Holz als Roh-und Werkstoff, 48(9):327–332, 1990.
- [Bla90b] BLASS, H.J.: *Untersuchungen über die Variation des Last-Verschiebungsverhaltens in Nagelverbindungen – Variation rechtwinklig zur Faserrichtung.* Holz als Roh-und Werkstoff, 48(9):449–452, 1990.
- [Bla91] BLASS, H.J.: *Untersuchungen zur Lastverteilung in Nagelverbindungen.* Holz als Roh-und Werkstoff, 49(3):21–26, 1991.
- [Bla05] BLASS, H.J.; EHLBECK, J.; KREUZINGER H.; STECK G.: *Erläuterungen zur DIN 1052.* Deutsche Gesellschaft für Holzforschung DGFH, München, 2005.
- [Bla09a] BLASS, H.J.; SCHÄDLE, P.: *Aussteifende Wandscheiben in Einzelement-Bauweise.* Univ.-Verlag Karlsruhe, 2009.
- [Bla09b] BLASS, H.J.; GEBHARDT, G.: *Holzfaserdämmplatten – Trag-und Verformungsverhalten in aussteifenden Holztafeln.* Univ.-Verlag Karlsruhe, 2009.
- [Bla11a] BLASS, H.J.; SCHÄDLE, P.: *Erdbebenverhalten einer neuartigen Holzbauweise: Versuchsergebnisse und numerische Simulation.* Bauingenieur, 86(3):116, 2011.
- [Bla11b] BLASS, H.J.; SCHÄDLE, P.: *Verhalten einer Massivholzbauweise unter Erdbebenlasten.* Univ.-Verlag Karlsruhe, 2011.
- [Bou10] BOUDAUD, C.; HAUMEURY, S.; FAYE C.; DAUDEVILLE L.: *European seismic design of shear walls: experimental and numerical tests and observations.* World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [Cap12] CAPROLU, G.: *Experimental Testing of Hold Down Devices for Timber Frame Shear Walls.* Technischer Bericht, Division of Structural and Construction Engineering, Luleå University of Technology, 2012.
- [Car75] CARNEY, J.M.: *Bibliography on wood and plywood diaphragms.* Journal of the Structural Division, 101(11):2423–2436, 1975.

- [Che06] CHENG, H.; NI, C.; LU C.; KARACABEYLI E.: *Effect of Transverse Walls and Vertical Load on the Performance of Shear Walls without Hold-down.* World Conference on Timber Engeneering, 2006.
- [Chu97] CHUI, Y.H.; NI, C.: *Load-embedment response of timber to reversed cyclic load.* Wood and fiber science, 29(2):148–160, 1997.
- [Dea05] DEAN, P.K.; SHENTON III, H.W.: *Experimental investigation of the effect of vertical load on the capacity of wood shear walls.* Journal of Structural Engineering, 131(7):1104–1113, 2005.
- [Det03] DETTMANN, O.J.P.: *Entwicklung von Modellen zur Abschätzung der Steifigkeit und Tragfähigkeit von Holztafeln.* Dissertation, TU Braunschweig, 2003.
- [Din06] DINEHART, D.W.; HOFFMAN, R.M.; BLASETTI A.S.: *Finite Element Modeling of Wood Shear Walls with VE Polymers.* World Conference on Timber Engineering, 2006.
- [Dol92] DOLAN, J.D.; MADSEN, B.: *Monotonic and cyclic nail connection tests.* Canadian Journal of Civil Engineering, 19(1):97–104, 1992.
- [Dou06] DOUDAK, G.; SMITH, I.; MCCLURE G.; MOHAMMAD M.; LEPPER P.: *Tests and finite element models of wood light-frame shear walls with openings.* Progress in Structural Engineering and Materials, 8(4):165–174, 2006.
- [Duj06] DUJIC, B.; AICHER, S.; ZARNIC R.: *Testing of Wooden Wall Panels Applying Realistic Boundary Conditions.* World Conference on Timber Engineering, 2006.
- [ETA06] ETA-03/0050: *European Technical Approval: FERMACELL Fibre gypsum boards – Fibre gypsum boards for planking and lining of building components,* 2006.
- [Fil02] FILIATRAULT, A.; FISCHER, D.; FOLZ B.; UANG C.: *Seismic testing of two-story woodframe house: Influence of wall finish materials.* Journal of Structural Engineering, 128(10):1337–1345, 2002.
- [Fol01] FOLZ, B.; FILIATRAULT, A.: *Cyclic analysis of wood shear walls.* Journal of Structural Engineering, 127(4):433–441, 2001.
- [Fra12] FRAGIACOMO, M.; RINALDIN, G.; POH'SIE H.G.: *OPTIMBERQUAKE: Deliverable 4 – Structure Modelling – Parametric studies of timber walls and substructures subjected to cyclic loading and analyses of entire timber structures and buildings under seismic excitation.* Technischer Bericht, University of Sassari, 2012.
- [Gat02] GATTO, K.S.; UANG, C.M.: *Effects of Loading Protocol and Rate of Loading on Woodframe Shearwall response.* Seventh US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Oakland, CA, 2002.
- [Gat12] GATTESCO, N., DUDINE A; FRANCESCHINIS R.: *Experimental Investigation on the Seismic behavior of Timber Shear Walls with Particle Boards.* World Conference on Timber Engineering, 2012.

- [Geb12] GEBHARDT, G.: *Holzfaserdämmplatten als aussteifende Beplankung von Holztafeln*. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2012.
- [Gir04a] GIRHAMMAR, U.A.; KÄLLSNER, B.: *Tests on partially anchored wood-framed shear walls*. World Conference on Timber Engineering, 2004.
- [Gir04b] GIRHAMMAR, U.A.; BOVIM, N.I.; KÄLLSNER B.: *Characteristics of sheathing-to-timber joints in wood shear walls*. World Conference on Timber Engineering, 2004.
- [Glo87] GLOS, P.; HENRICI, D.; SCHMELMER B.: *Festigkeit von ein- und zweiseitig beplankten Wandelementen*. Holz als Roh- und Werkstoff, 45(2):41–48, 1987.
- [Gon10] GONG, M.; DELAHUNTY, S.; CHUI Y.H.: *Racking performance of wood shearwall consisting of finger-joined studs*. World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [Gör99] GÖRLACHER, R.; FALK, V.C.; ECKERT H.: *Historische Holztragwerke: Untersuchen, Berechnen und Instandsetzen*. Universität Karlsruhe, Sonderforschungsbereich 315, 1999.
- [Gor12] GORIS, A. (HERAUSGEBER): *Schneider Bautabellen für Ingenieure: mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. Werner Verlag, 2012.
- [Hal12] HALL, C.: *Methoden zur elastischen und plastischen Modellierung von scheibenartig beanspruchten Holztafeln*. Dissertation, TU Braunschweig, 2012.
- [He10a] HE, M.; HUANG, H.; ZHOU N.: *Racking Performance of Wood Shear Walls Fabricated Using Chinese Wood-Based Panels*. World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [He10b] HE, M.; ZHOU, N.; HUANG H.: *Experimental Reserches of gypsum Wall-board's Contribution to Lateral Resistance Capacity of Wood Shear Walls*. World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [Höf12] HÖFLICH, G.: *Experimentelle Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten von Holzrahmenwänden unter vorwiegend zyklischer Beanspruchung*. Projektarbeit, Universität Kassel, 2012.
- [Joh49] JOHANSEN, K.W.: *Theory of timber connections*. International Association of Bridge and Structural Engineering, 9:249–262, 1949.
- [Jud05a] JUDD, J.P.; FONSECA, F.S.: *Analytical model for sheathing-to-framing connections in wood shear walls and diaphragms*. Journal of Structural Engineering, 131(2):345–352, 2005.
- [Jud05b] JUDD, J.P.: *Analytical modeling of wood-frame shear walls and diaphragms*. Mastersthesis, Brigham Young University, 2005.
- [Käl95] KÄLLSNER, B.; LAM, F.: *Diaphragms and shear walls*. STEP 3: Holzbauwerke – Bemessung und Baustoffe, Seiten 15/1–15/16, 1995.
- [Käl01] KÄLLSNER, B.; GIRHAMMAR, U.A.; WU L.: *A simplified plastic model for design of partially anchored wood-framed shear walls*. CIB-W18 Paper, Seiten 34–15, 2001.

- [Käl06] KÄLLSNER, B.; GIRHAMMAR, U.A.: *A plastic design method for incompletely anchored wood-framed wall diaphragms*. World Conference on Timber Engineering, 2006.
- [Kes03] KESSEL, M.H.; SANDAU-WIETFELDT, M.: *Erweiterung der Einsatzmöglichkeiten dünner, klebstoff- und bindemittelfreier Holzwerkstoffplatten für den Holzbau*. Technischer Bericht, Institut für Baukonstruktion und Holzbau, TU Braunschweig, 2003.
- [Kob11] KOBAYASHI, K.; YASUMURA, M.: *Evaluation of Plywood sheathed Shear Walls with screwed Joints Tested according to ISO 21581*. CIB-W18 Paper, Seiten 44–15, 2011.
- [Kra01] KRAWINKLER, H.; PARISI, F.; IBARRA L.; AYOUB A.; MEDINA R.: *Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures*. CUREE Publication No. W-02, 2001.
- [Lan04] LANGLOIS, J.D.; GUPTA, R.; MILLER T.H.: *Effects of reference displacement and damage accumulation in wood shear walls*. Journal of Structural Engineering, 130(3):470–479, 2004.
- [Lei06] LEICHTI, R.; ANDERSON, E.; STUTT JR. E.; ROSOWSKY D.: *Sheathing Nail Bending-Yield Strength – Role in Shearwall Performance*. World Conference on Timber Engineering, 2006.
- [Li09] LI, M.; LAM, F.; FOSCHI R.O.: *Seismic reliability analysis of diagonal-braced and structural-panel-sheathed wood shear walls*. Journal of Structural Engineering, 135(5):587–596, 2009.
- [Lin02] LINK, MICHAEL: *Finite Elemente in der Statik und Dynamik*, Band 3. Teubner Verlag, 2002.
- [Mar06] MARTIN, Z.A.; SKAGGS, T.D.; KEITH E.L.; YEH B.: *Devel of Narrow Wall Bracing and Effects of Boundary Conditions*. World Conference on Timber Engineering, 2006.
- [McM00] McMULLIN, K.M.; MERRICK, D.S.: *Seismic testing of light frame shear walls*. World Conference on Timber Engineering, 31, 2000.
- [Mi06] MI, H.; NI, C.; CHUI Y.H.; KARACABEYLI E.: *Racking performance of tall unblocked shear walls*. Journal of Structural Engineering, 132(1):145–152, 2006.
- [MT06] MUÑOZ TORO, W.; SALENIKOVICH, A.; MOHAMMAD M.; BEAUREGARD R.: *Strength and Stiffness of Prefabricated Wall Panel Assemblies with Different Connection Systems*. World Conference on Timber Engineering, 2006.
- [Muñ08] MUÑOZ, W.; SALENIKOVICH, A.; MOHAMMAD M.; QUENNEVILLE P.: *Determination of yield point and ductility of timber assemblies: in search for a harmonised approach*. Engineered Wood Products Association, 41, 2008.
- [Mus87] MUSZALA, W.: *Wandscheiben aus Holz und Holzwerkstoffen*. Dissertation, TU Berlin, 1987.

- [Ni10] NI, C.; SHIM, K.B.; KARACABEYLI E.: *Performance of braced walls under various boundary conditions.* World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [Noo08] NOORY, M.I.; SMITH, I.; ASIZ A.: *Shear Wall Test.* World Conference on Timber Engineering, 2008.
- [Noo10] NOORY, M.I.; SMITH, I.; ASIZ A.: *Tests and numerical models for shear-walls with various layers.* World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [Pay11] PAYEUR, M.; SALENIKOVICH, A.: *Infuence of vertical loads on lateral resistance and deflections of light-frame shear walls.* CIB-W18 paper, 2011.
- [Pet83] PETERSON, J.: *Bibliography on lumber and wood panel diaphragms.* Journal of Structural Engineering, 109(12):2838–2852, 1983.
- [Pet06] PETERSON, A.; POPOVSKI, M.: *Seismic behaviour of tall Wood-Frame Walls.* World Conference on Timber Engineering, 2006.
- [Ras90] RASCHPER, N.: *Zur Berechnung von Wandscheiben in Holztafelbauart.* Dissertation, TU Braunschweig, 1990.
- [Ric02] RICHARD, N.; DAUDEVILLE, L.; PRION H.; LAM F.: *Timber shear walls with large openings: experimental and numerical prediction of the structural behaviour.* Canadian Journal of Civil Engineering, 29(5):713–724, 2002.
- [Rin13] RINALDIN, G.: *MODELLAZIONE E ANALISI NON LINEARE DI STRUTTURE IN MURATURA E IN LEGNO.* Phdthesis, Università degli studi di Trieste, 2013.
- [RLH13] Richtlinie Holzbau – Vereinfachte Bemessung von Holztragwerken nach DIN EN 1995:2010-12. Ingenieurkammer-Bau Nordrhein-Westfalen, November 2013.
- [Sal00] SALENIKOVICH, A.; DOLAN, J.D.: *The racking performance of light-frame shear walls with various tie-down restraints.* World Conference on Timber Engineering, 2000.
- [Sal03] SALENIKOVICH, A.; DOLAN, J.D.: *The racking performance of shear walls with various aspect ratios. Part I. Monotonic tests of fully anchored walls.* Forest Products Journal, 53:65–73, 2003.
- [Sal10] SALENIKOVICH, A.; PAYEUR, M.: *Infuence of vertical loads on lateral resistance of light-frame shear walls.* World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [Sar12] SARTORI, T.; PIAZZA, M.; TOMASI R.; GROSSI P.: *Characterization of mechanical behaviour of light-frame timber shear walls through full-scale tests.* World Conference on Timber Engineering, 2012.
- [Sar13] SARTORI, T.; TOMASI, R.: *Experimental investigation on sheathing-to-framing connections in wood shear walls.* Engineering Structures, 56:2197–2205, 2013.
- [Sch12] SCHÄDLE, P.: *Innovative Wandbausysteme aus Holz unter Erdbebeneinwirkungen.* Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2012.

- [Sch13] SCHICK, M.; VOGT, T.; SEIM W.: *Connections and anchoring for wall and slab elements in seismic design.* CIB-W18 Paper, Seiten 46–15–4ff, 2013.
- [Sei12a] SEIM, W.; HUMMEL, J.; VOGT T.: *OPTIMBERQUAKE: Deliverable 2C – Anchoring units – monotone and cyclic testing.* Technischer Bericht, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau, Universität Kassel, 2012.
- [Sei12b] SEIM, W.; VOGT, T.: *OPTIMBERQUAKE: Deliverable 2A – Connection units – monotonic and cyclic testing.* Technischer Bericht, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau, Universität Kassel, 2012.
- [Sei12c] SEIM, W.; VOGT, T.: *OPTIMBERQUAKE: Deliverable 2B – Timber framed wall elements – monotonic and cyclic testing.* Technischer Bericht, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau, Universität Kassel, 2012.
- [Sei14] SEIM, W.; HUMMEL, J.; VOGT T.: *Earthquake design of timber structures – Remarks on force-based design procedures for different wall systems.* Engineering Structures, 76(11):124–137, 2014.
- [SW08] SANDAU-WIETFELDT, M.: *Modelle für die Tragfähigkeit von Holztafeln mit beulgefährdeter Beplankung.* Dissertation, TU Braunschweig, 2008.
- [Tic09] TICHELMANN, K.; RÄDEL, P.: *Gipswerkstoffe unter seismischer Beanspruchung.* 21. Hildesheimer Informationstag Holzbau (21. HITH), 2009.
- [Tom13] TOMASI, R.; SARTORI, T.: *Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load.* Construction and Building Materials, 44:682–690, 2013.
- [Too03] TOOTHMAN, A.J.: *Monotonic and cyclic performance of light-frame shear walls with various sheathing materials.* Masterthesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, 2003.
- [Var06] VAROGLU, E.; KARACABEYLI, E.; STIEMER S.; NI C.: *Midply Wood Shear Walls System: Concept and Performance in Static and Cyclic Testing.* Journal of Structural Engineering, März 2006.
- [Var07] VAROGLU, E.; KARACABEYLI, E.; STIEMER S.; NI C.; BUITELAAR M.; LUNGU D.: *Midply Wood Shear Walls System: Performance in Dynamic Testing.* Journal of Structural Engineering, März 2007.
- [VdL04] LINDT, J.W. VAN DE: *Evolution of wood shear wall testing, modeling, and reliability analysis: Bibliography.* Practice Periodical on Structural Design and Construction, 9(1):44–53, 2004.
- [Ves08] VESSBY, J.; OLSSON, A.; KÄLLSNER B.: *Contact-free strain measurement of bi-axially loaded sheathing-to-framing connection.* World Conference on Timber Engineering, 2008.

- [Ves10a] VESSBY, J.; KÄLLSNER, B.; GIRHAMMAR U.A.: *Influence of contact stress between sheets on strength and stiffness of timber frame shear walls.* World Conference on Timber Engineering, 2010.
- [Ves10b] VESSBY, J.; SERRANO, E.; OLSSON A.: *Coupled and uncoupled nonlinear elastic finite element models for monotonically loaded sheathing-to-framing joints in timber based shear walls.* Engineering Structures, 32(11):3433–3442, 2010.
- [Vog12a] VOGT, T.; HUMMEL, J.; SEIM W.: *Timber framed wall elements under cyclic loading.* World Conference on Timber Engineering, 2012.
- [Vog12b] VOGT, T.: *Holzrahmenelemente unter zyklischer Beanspruchung.* Tagungsband zum Doktorandenkolloquium "Holzbau Forschung und Praxis", Seiten 211–220, 2012.
- [Vog14a] VOGT, T.; HUMMEL, J.; SCHICK M.; SEIM W.: *Experimentelle Untersuchungen für innovative erdbebensichere Konstruktionen im Holzbau.* Bautechnik, 91(1):1–14, 2014.
- [Vog14b] VOGT, T.; SEIM, W.: *Advanced modelling of timber-framed wall elements for application in engineering practice.* INTER Paper, Seiten 47–15–1ff, 2014.
- [Whi05] WHITE, K.B.D.: *The Performance of Wood Frame Shear Walls Under Earthquake Loads.* Masterthesis, Oregon State University, 2005.
- [Xu09a] XU, J.; DOLAN, J.D.: *Development of a wood-frame shear wall model in Abaqus.* Journal of Structural Engineering, 135(8):977–984, 2009.
- [Xu09b] XU, J.; DOLAN, J.D.: *Development of nailed wood joint element in Abaqus.* Journal of structural engineering, 135(8):968–976, 2009.
- [Yam00] YAMAGUCHI, N.; KARACABEYLI, E.; MINOWA C.; KAWAI N.; WATANABE K.; NAKAMURA I.: *Seismic performance of nailed wood-frame shear walls.* World Conference on Timber Engineering, 2000.
- [Yas98] YASUMURA, M.; KAWAI, N.: *Estimating seismic performance of wood-framed structures.* World Conference on Timber Engineering, 1998.
- [Z-908] Z-9.1-737: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – Haubold-Klammern mit einem Drahtdurchmesser von 1,53 mm,* 2008.
- [Zim92] ZIMMER, K.; LISSNER, K.: *Untersuchungen über die Tragfähigkeit von Nagelverbindungen bei einer Beanspruchung senkrecht zur Schaftrichtung.* Holz als Roh-und Werkstoff, 50(5):181–185, 1992.



# Normenverzeichnis

- [ASTM E 2126-05] ASTM E 2126-05. *Standard Test Method for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Walls for Buildings.* 2005.
- [CSA 086-09] CSA 086-09. *Engineering design in wood.* 2010.
- [DIN 1052] DIN 1052. *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.* Dezember 2008.
- [DIN 1052-1] DIN 1052-1. *DIN 1052 Teil 1: Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung; inkl. Kommentare zur DIN 1052:1988.* April 1988.
- [DIN 1052-3] DIN 1052-3. *DIN 1052 Teil 3: Holzbauwerke; Holzhäuser in Tafelbauart, Berechnung und Ausführung.* April 1988.
- [DIN EN 10230-1] DIN EN 10230-1. *Steel wire nails - Part 1: Loos nails for general applications.* 2000.
- [DIN EN 12369-1] DIN EN 12369-1. *Wood-based panels – Characteristic values for structural design – Part 1: OSB, particleboards and fibreboards.* 2001.
- [DIN EN 12512] DIN EN 12512. *Timber structures – test methods – cyclic testing of joints made with mechanical fasteners.* 2001.
- [DIN EN 1995-1-1] DIN EN 1995-1-1. *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004+A1:2008.* September 2008.
- [DIN EN 1995-1-1/NA] DIN EN 1995-1-1/NA. *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.* August 2013.
- [DIN EN 26891] DIN EN 26891. *Timber structures – Joints made with mechanical fasteners - General principles for the deformation of strength and deformation characteristics (ISO 6891:1983) - Deutsche Fassung EN 26891:1991.* July 1991.
- [DIN EN 338] DIN EN 338. *Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen.* Februar 2010.
- [DIN EN 789] DIN EN 789. *Holzbauwerke – Prüfverfahren – Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Holzwerkstoffen; Deutsche Fassung EN 789:2004.* 2004.
- [EN 1998-1] EN 1998-1. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* 2004.

- [EN 594] EN 594. *Timber structures – Test methods – Racking strength and stiffness of timber frame wall panels.* 1996.
- [ISO 16670] ISO 16670. *Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – Quasi-static reversed-cyclic test method.* 2003.
- [ISO 21581] ISO 21581. *Timber structures – Static and cyclic lateral load test method for shear walls.* 2010.
- [NZS 3603] NZS 3603. *Timber Structures Standard.* 1993.

# **Schriftenreihe**

## **Bauwerkserhaltung und Holzbau**

### **Universität Kassel**

---

- Heft 1 Karsten Schilde: *Untersuchungen zum Verbund zwischen Beton und nachträglich aufgeklebten Kohlefaserlamellen am Zwischenrisslement*. Universität Kassel, 2005. ISBN 3-89958-149-0.
- Heft 2 Carsten Pörtner: *Untersuchungen zum Verbund zwischen eingeklebten stiftförmigen faserverstärkten Kunststoffen und Holz*. Universität Kassel, 2005. ISBN 3-89958-191-1.
- Heft 3 Uwe Pfeiffer: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Kleverbund zwischen Mauerwerk und Faserverbundwerkstoffen*. Universität Kassel, 2009. ISBN 978-3-89958-780-7.
- Heft 4 Martin Schäfers: *Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen*. Universität Kassel, 2010. ISBN 978-3-89958-986-3.
- Heft 5 Heiko Koch: *Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten historischer Holztragwerke – Der abgestirnte Zapfen*. Universität Kassel, 2011. ISBN 978-3-86219-140-6.
- Heft 6 Tobias Vogt: *Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holzrahmenwänden unter Berücksichtigung lokaler Effekte*. Universität Kassel, 2015. ISBN 978-3-86219-920-4.

## Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Werner Seim  
Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau  
Fachbereich Bauingenieur-  
und Umweltingenieurwesen  
Universität Kassel  
Kurt-Wolters-Straße 3  
34125 Kassel  
Tel. +49 (0) 561 804-2625  
Fax +49 (0) 561 804-7647  
[wseim@uni-kassel.de](mailto:wseim@uni-kassel.de)  
[www.uni-kassel.de/fb14/tragwerk/](http://www.uni-kassel.de/fb14/tragwerk/)

ISBN 978-3-86219-920-4



9 783862 199204 >