



Innovative nachhaltige Bauwerke durch effiziente Kombination von nachwachsenden Rohstoffen und einfach in Kreisläufe integrierbaren mineralischen Baustoffen in einer Hybrid-Bauweise

Forschungsbericht 2008

Bauhaus-Universität Weimar
Professur Holz- und Mauerwerksbau
Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch
Dr.-Ing. Kay-Uwe Schober
Dr.-Ing. Antje Simon
Dipl.-Ing. Christian Dorn
Dipl.-Ing. Markus Jahreis
Dipl.-Ing. Jens Müller
Dipl.-Ing. Alexander Stief



Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen



Abschlussbericht

Ausführende Stelle:	Bauhaus-Universität Weimar Fakultät Bauingenieurwesen Professur Holz- und Mauerwerksbau
Förderkennzeichen:	22024505
Vorhabenbezeichnung:	Innovative nachhaltige Bauwerke durch effiziente Kombination von nachwachsenden Rohstoffen und einfach in Kreisläufe integrierbaren mineralischen Baustoffen in einer Hybrid-Bauweise
Laufzeit des Vorhabens:	01.12.2006 bis 30.11.2008
Berichtszeitraum:	01.12.2006 bis 30.11.2008

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	I
Abbildungsverzeichnis	III
Tabellenverzeichnis	VII
I. Vorhabensbeschreibung	1
1. Zielstellung und Umsetzung	1
2. Stand der Technik und eigene Vorarbeiten	3
3. Wissenschaftlich-technisches Ergebnis	5
3.1 Gesamtvorhaben	5
3.2 Verwertung und Einsatz von biogenen Fasern und Holznebenprodukten	6
3.3 Hybride Wand- und Deckenelemente in Massivholz-Verbundbauweise	7
3.4 Konstruktive und bauphysikalische Ausbildung von Schnittstellen	10
4. Quellenverzeichnis	11
4.1 Literaturverzeichnis	11
4.2 Normen und Zulassungen	14
II. Ergebnisse	15
1. Untersuchungen an Verbundmaterialien aus mineralischen Baustoffen und biogenen Fasern	15
1.1 Problemstellung und Zielsetzung	15
1.2 Mechanismen der Faserverstärkung	15
1.3 Faser- und Estrichauswahl	16
1.4 Baustoffliche Untersuchungen	18
1.5 Zusammenfassung	24
2. Experimentelle Orientierungsversuche zum Trag- und Verformungsverhalten von hybriden Holzverbund-Wand- und Deckenelementen	25
2.1 Problemstellung und Zielsetzung	25
2.2 Übersicht zu den durchgeführten Scherversuchen	25
2.3 Verbundprobekörper	26
2.4 Messtechnik	31
2.5 Versuchsdurchführung	31
2.6 Versuchsauswertung	32
2.7 Zusammenfassung	39
3. Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von großformatigen Wandelementen	41
3.1 Problemstellung und Zielsetzung	41
3.2 Versuchsrahmen	41
3.3 Wandprobekörper	45
3.4 Versuchsdurchführung	54
3.5 Auswertung der Wandversuche	57
3.6 Photogrammetrische Untersuchungen	71
3.7 Numerische Simulation	84
3.8 Einordnung der in den Versuchen gewonnenen Wandsteifigkeiten	94
3.9 Zusammenfassung und Ausblick	98

4.	Experimentelle Untersuchungen an hybriden Holzverbunddecken Elementen	101
4.1	Einführung	101
4.2	Geometrie und Material der Versuchskörper	102
4.3	Versuchsaufbau	104
4.4	Lastregime	105
4.5	Ergebnisse und Auswertung	108
4.6	Photogrammetrische Untersuchungen zum Verbundverhalten	116
4.7	Vorschlag für ein Bemessungskonzept der Hybrid-Decken	121
4.8	Zusammenfassung	126
5.	Anschluss- und Detailpunkte für hybride Massivholz-Verbundkonstruktionen.....	127
5.1	Montage und Anschlüsse der Wand-Elemente	127
5.2	Montage und Anschlüsse der Decken-Elemente.....	131
5.3	Dachanschluss	134
5.4	Fundamentanschluss.....	135
5.5	Zusammenfassung	136
6.	Wärme- und klimabedingter Feuchteschutz	137
6.2	Wärme- und Feuchtepufferung.....	140
6.3	Schallschutz.....	149
6.4	Brandschutz.....	150
6.5	Zusammenfassung	151
7.	Projektbezogene Veröffentlichungen	152
8.	Schlussbemerkung	153

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1	Abheben der mineralischen Deckschicht an der Kontaktzone	21
Abb. 2	Versuchsaufbau zur Ermittlung der Scherfestigkeit in der Verbundzone	23
Abb. 3	Probekörperabmessungen der Variante SV-1.1	27
Abb. 4	Probekörperabmessungen der Variante SV-1.2	27
Abb. 5	Probekörperabmessungen der Variante SV-1.3	27
Abb. 6	Probekörperabmessungen der Variante 1.4	28
Abb. 7	Spannungsrisse an Probekörper	30
Abb. 8	Verwerfungen der Holzlamellen und klaffende Fuge zwischen Estrich und Holz	30
Abb. 9	Verformungen durch Feuchtigkeit eines halben Probekörpers der Versuchsserie SV-2.1-HF	30
Abb. 10	Messtechnik an Probekörper	31
Abb. 11	Probekörperfixierung im Push-Out-Versuch	32
Abb. 12	Vergleich der max. Kräfte und Schubspannungen der Serie SV-1.1 mit vorangegangenen Arbeiten	33
Abb. 13	Vergleich der Maximalkräfte und des Spannungsverlaufes der Serien SV-1.1, SV-1.2 und SV-1.3	34
Abb. 14	Serie SV-1.1 und SV-1.3 nach Belastung, Spannungsrisse oberhalb der versetzten Lamellen	34
Abb. 15	Serie SV-1.4 mit typischen Estrichabplatzungen	36
Abb. 16	Vergleich Maximalkräfte der Serien SV-1.4 und SV-1.5 (links) Fehlstellen oberhalb der Schrauben durch Zugbeanspruchung (rechts)	36
Abb. 17	Versuchsserien SV-2.1 und SV-2.2 nach der Belastung mit erheblichen Verformungen	37
Abb. 18	Vergleich der Maximalkräfte bei den Serien 2.1-HF und 2.2-HF	38
Abb. 19	Prinzipskizze	42
Abb. 20	Mode A – Dreh-Kipp-Mechanismus	43
Abb. 21	Mode B – Eingeschränkte Einspannung der Wand	43
Abb. 22	Mode C – Starre Einspannung der Wand	44
Abb. 23	Probekörper der Serie DG	47
Abb. 24	Probekörper der Serie DK	48
Abb. 25	Probekörper der Serie DK-RS	49
Abb. 26	Probekörper der Serie DK-BFU	50
Abb. 27	Probekörper der Serie DG-PS	51
Abb. 28	Probekörper der Serie DG-TL	52
Abb. 29	Probekörper der Serie DK-BFU-PS	53
Abb. 30	Messstellenplan	54
Abb. 31	Lastregime Hauptversuch	56
Abb. 32	Lastregime Zyklusversuch	56
Abb. 33	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm des Versuchskörpers DG-3	58
Abb. 34	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme der Serie DG	59
Abb. 35	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme der Serie DK	59
Abb. 36	Gegenüberstellung der Wandsteifigkeiten der Serien DG und DK	60
Abb. 37	Gegenüberstellung der Serien DG (roh) und DG-TL (betoniert) am identischen Probekörper	61
Abb. 38	Gegenüberstellung der Serien DG (roh) und DG-PS (betoniert) am identischen Probekörper	61
Abb. 39	Gegenüberstellung Wandsteifigkeiten der Serien DG, DG-PS und DG-TL	62
Abb. 40	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme Serien DG-TL und DG-PS	63
Abb. 41	Gegenüberstellung der Serien DK und DK-BFU	63
Abb. 42	Gegenüberstellung der Serien DK und DK-RS	64

Abb. 43	Gegenüberstellung der Serien DK und DK-BFU-PS	65
Abb. 44	Gegenüberstellung der Wandscheibensteifigkeiten der Serien DK, DK-BFU, DK-BFU-PS und DK-RS	65
Abb. 45	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme und zugehörige Auflasten der Versuche DK-1 und DK-2	66
Abb. 46	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme und zugehörige Auflasten der Versuche DG-TL-1 und DG-TL-2	66
Abb. 47	Gegenüberstellung der Versuche DK-1, DK-2, DG-TL-1 und DG-TL-2.....	67
Abb. 48	Lastzyklusversuch DK-BFU-PS	68
Abb. 49	Lastzyklusversuch DG-TL	69
Abb. 50	Lastzyklusversuch DG-PS	69
Abb. 51	Rissbildung nach Lastzyklusversuch DG-PS-5	70
Abb. 52	Bestehender Verbund zwischen mineralischer Deckschicht und Holzoberfläche durch Holzfasern im Calciumsulfatfließestrich; Wand-Deckschicht nach Demontage nach dem Versuch (links) und Deckschichten aus Scherversuchen mit Putzschiene und Trapezprofil sowie eingebetteten Fasern (rechts) der Holzoberfläche	70
Abb. 53	2D-Photogrammetrie (links) und 3D-Verfahren (rechts) aus FRANKE (2008)	72
Abb. 54	Versuchsaufbau und Anordnung der photogrammetrischen Messmarken (Messbild)	73
Abb. 55	Kamerapositionen für die 3D-Photogrammetrie	73
Abb. 56	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm und zugehörige Auflast (Lastzyklusversuch DG-3)	74
Abb. 57	Tatsächliche Wandverformung (Lastzyklusversuch DG-3) mit überhöhter Darstellung (Skalierfaktor 5)	75
Abb. 58	Winkeländerung [°] einzelner Wandbereiche für die Bildpaare 7 (links) und 103 (rechts)	76
Abb. 59	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm und zugehörige Auflast (Lastzyklusversuch DG-PS)	77
Abb. 60	Überhöhte Darstellung der tatsächlichen Wandverformung (Lastzyklusversuch DG-PS-4)	78
Abb. 61	Winkeländerung [°] einzelner Wandbereiche für die Bildpaare 15 (links) und 95 (rechts)	79
Abb. 62	Winkelverdrehungen einzelner Wandbereiche für Bildpaar 107 (Vorderseite) und zugehöriges Rissbild (Rückseite gespiegelt) beim Lastzyklusversuch der Serie DG-PS	80
Abb. 63	Widerstandskraft-Verformungskurve für SW-DG-PS-4 auf Grundlage taktiler Messung und NRM	81
Abb. 64	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm und zugehörige Auflast (Lastzyklusversuch Serie DK-BFU-PS)	82
Abb. 65	Überhöhte Darstellung der tatsächlichen Wandverformung (Lastzyklusversuch Serie DK-BFU-PS)	83
Abb. 66	Winkeländerung [°] einzelner Wandbereiche für die Bildpaare 10 (links) und 91 (rechts)	83
Abb. 67	Scherversuch mit Kraffteinleitung in Faserlängsrichtung (links) und orthogonal zur Plattenebene (rechts)	86
Abb. 68	Lastverformungsdiagramm Scherversuche Hartholzdübel.....	87
Abb. 69	Numerische Simulation der Scherversuche mit Kraffteinleitung in Faserlängsrichtung: Verformungen (links), Schubspannungen (rechts).....	87
Abb. 70	Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm der numerischen Versuche	89
Abb. 71	Abhängigkeit der Steifigkeiten vom h/l-Verhältnis	90
Abb. 72	Vertikalverschiebungen Variante 1	91
Abb. 73	Vertikalverschiebungen Variante 2	92
Abb. 74	Gleitverschiebung der Kontaktelemente (links Variante 1, rechts Variante 2)...	92

Abb. 75	Vertikalverschiebungen Variante 3.....	93
Abb. 76	Schubspannungen im Dübelbereich (links Variante 1, rechts Variante 2)	93
Abb. 77	Idealisierte Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serie DG-TL im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	96
Abb. 78	Idealisierte Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serie DG-TL im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	97
Abb. 79	Zusammenstellung der Wandsteifigkeiten aller durchgeführten Versuchsserien.....	98
Abb. 80	Massivholz-Hybriddecke mit Detail Flächenverbund.....	101
Abb. 81	Geometrie der Probekörper.....	102
Abb. 82	Verwendete integrale Glasfaserdübel und Holzfasern	103
Abb. 83	Versuchsaufbau der Biegeversuche mit Messstellenplan.....	104
Abb. 84	Lastregime für Biegeelastizitätsmodul nach DIN EN 408:2004.....	105
Abb. 85	Zeitlicher Verlauf der Nutzlasten im Hochbau nach SPÄTHE (1987).....	106
Abb. 86	Lastregime für die Schwelllast-Beanspruchung	107
Abb. 87	Lastregime Biegetraglastversuch	107
Abb. 88	Lokale Biegeelastizitätsmoduln der rohen Brettstapelelemente nach DIN EN 408:2004	108
Abb. 89	Steifigkeitsverlust infolge der Lastwechsel.....	109
Abb. 90	Biegesteifigkeiten der Verbundelemente für den starren, nachgiebigen und ohne Verbund (Vorversuch links, Biegetraglastversuch rechts).....	110
Abb. 91	Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serien HEV und HEV-F5.....	112
Abb. 92	Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serien HEV-F10 und HEV-HF5.....	112
Abb. 93	Bruchlasten und maximale Bruchdurchbiegungen der Verbundelemente	113
Abb. 94	Stirnseitenverschiebung am Auflager und Horizontalverschiebung in den Achsen B und J	114
Abb. 95	Versuchsaufbau Biegeversuch vor Belastung (links) und bei Maximalbelastung (rechts)	114
Abb. 96	Bruchursache: Biegezugversagen des Holzes.....	115
Abb. 97	Estrichversagen infolge Überschreiten der Druckfestigkeit.....	115
Abb. 98	Digitalkamera mit telezentrischem Messobjektiv (links) und Messfeld (rechts)	116
Abb. 99	Beispiele für Messbilder: Beginn des Versuches (links), maximale Kräfteinleitung (rechts)	117
Abb. 100	Relativbewegung der Punkte 2 und 3 zueinander.....	118
Abb. 101	Dehnung zwischen den Punkten 3 und 28 (Messgenauigkeit i. M. 2 µm).....	119
Abb. 102	Simulation mit FEM: Die Spannungsverteilung im linken und rechten Bild zeigt den Wechsel zwischen Kompression und Expansion der Fuge nach Überschreitung der Haftung zwischen Holz und Beton.....	120
Abb. 103	Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serien HEV-HF5 im Nutzungsbereich	121
Abb. 104	Bezeichnungen am Verbundquerschnitt	122
Abb. 105	Knotenpunkt Decke und Wandecke	128
Abb. 106	Detail vertikaler Wandstoß (Horizontalschnitt)	129
Abb. 107	Knotenpunkt Außenwand und Wohnungstrennwand mit Tragfunktion (Horizontalschnitt)	129
Abb. 108	Wand-Decken-Knoten komplett (Vertikalschnitt).....	132
Abb. 109	Detail Deckenaufleger in Hauptspannungsrichtung am Wandstoß.....	132
Abb. 110	Deckenelement Längsstoß und Anschluss an Streichwand	133
Abb. 111	Ausbildung Kniestock mit eingehängter Decke und Dachanschluss.....	134
Abb. 112	Ausbildung des Wandanschlusses an die Bodenplatte.....	135
Abb. 113	Gegenüberstellung der für die bauphysikalische Bewertung herangezogenen Wandquerschnitte	137
Abb. 114	Wärmedurchgangskoeffizienten U der untersuchten Wandquerschnitte	138

Abb. 115	Glaser-Diagramme und Temperaturverlauf über die Wanddicke für die berechneten Wandquerschnitte.....	139
Abb. 116	Schema des Temperaturschwankungsverlaufes und wirksamer Pufferbereich bei einem plattenförmigen Körper unter Wechselbelastung nach HAFERLAND ET AL. (1975A)	141
Abb. 117	Raumluft- und Wandtemperaturen in einem Raum schwerer und leichter Bauart während einer Tagesperiode bei 12-stündiger Nachtabsenkung der Heizung bei durchschnittlichen Außenbedingungen (Außenlufttemperatur -2 °C) nach FISCHER et al. (2008)	142
Abb. 118	Auswirkung der Temperatur und der Luftfeuchte auf den „Unbehaglichkeitsfaktor“ (PD) aus SIMONSON et al. (2001)	142
Abb. 119	Beziehung zwischen Lufttemperatur, Luftfeuchte und Enthalpie nach SIMONSON et al. (2001)	143
Abb. 120	Temperaturverlauf im Verhältnis zur Bauteildicke nach HAFERLAND et al. (1975a)	145
Abb. 121	Temperaturverlauf der untersuchten Wandquerschnitte	147
Abb. 122	Verlauf des Dampfdruckes über den hybriden Wandquerschnitt nach Glaser und Simulation	148
Abb. 123	Dampf- und Satttdampfdruck im hybriden Wandelement (links); Differenz zwischen Dampf- und Satttdampfdruck der Tauperiode für drei untersuchte Wandquerschnitte (rechts)	148

Tabellenverzeichnis

Tab. 1	Übersicht über die hergestellten Mischungen zur Faser- und Estrichauswahl	17
Tab. 2	Zusammenstellung ausgewählter Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen an Calciumsulfat-Fließestrichen mit Faserzugabe	19
Tab. 3	Auswahl an Festigkeitswerten nach der Fasermodifizierung	21
Tab. 4	Übersicht über die Varianten der Wandversuche.....	46
Tab. 5	Zusammenstellung der Messaufnehmer	55
Tab. 6	Zuordnung Bilder-Kräfte (Lastzyklusversuch DG-3).....	75
Tab. 7	Zuordnung Bilder-Kräfte (Lastzyklusversuch DG-PS).....	77
Tab. 8	Zuordnung Bilder-Kräfte (Lastzyklusversuch Serie DK-BFU-PS)	82
Tab. 9	Modellmatrix untersuchter Versuchskörper	88
Tab. 10	Zusammenstellung der Bezugswerte für eine abmessungsgleiche Schubwand in Holzrahmenbauweise (s. Anhang Kap. 3.3)	95
Tab. 11	Zusammenstellung der Grenzwerte der Kopfverschiebung für die Versuchswand.....	95
Tab. 12	Übersicht über die Varianten der Deckenversuche	103
Tab. 13	Zusammenstellung der Messaufnehmer	105
Tab. 14	Wirksamkeit des Verbundes im Vergleich der lokalen Biegesteifigkeiten (Serienmittelwerte)	110
Tab. 15	Prüfalter und bleibende Durchbiegung der Probekörper mit oft wiederholter Beanspruchung	111
Tab. 16	Gegenüberstellung der Bruchlasten der einzelnen Serien.....	113

I. Vorhabensbeschreibung

1. Zielstellung und Umsetzung

Holz ist einer der wichtigsten nachwachsenden Rohstoffe, welcher zudem während des Heranwachsens nachhaltig, in Kreislaufprozessen bewirtschafteten Wäldern, mannigfaltige für das Klima und die Ökologie der Erde unverzichtbare positive Wirkungen entfaltet. Durch den in den letzten Jahren beständig gestiegenen Rohölpreis und die deutliche Erhöhung der Energiekosten ist die Verwendung und Nutzung regionaler, nachhaltiger, energetisch günstiger und ökologischer Baustoffe sinnvoll. Diese Gründe sprechen für den Einsatz von Massivholz oder daraus abgeleiteten Holzwerkstoffen bzw. hybriden massiven Holzverbundbauteilen im Bauwesen. Mit Einführung der neuen Musterbauordnung ergeben sich interessante Perspektiven und neue Absatzmärkte für den Baustoff Holz im mehrgeschossigen Wohn- und Gesellschaftsbau als ökologische Alternative zu den traditionellen Massivbauweisen. Positiver Nebeneffekt ist die Steigerung des Holzabsatzes. Diese bislang in Deutschland unterrepräsentierte Bauweise stellt somit ein enormes ökonomisches Potential und eine Zukunftsperspektive insbesondere für kleine und mittelständische Unternehmen im ländlichen Raum dar.

Bei der Bearbeitung von Holz als Werkstoff im Bauwesen und der Möbelindustrie fallen rund 40 % Nebenprodukte an. Diese biogenen Fasern können sinnvoll im Wohnungsbau zur Herstellung von neuen, innovativen Baustoffen eingesetzt werden. Durch Kombination von Holz mit mineralischen Verbundpartnern bleiben die hervorragenden Eigenschaften des Holzes erhalten, und erhöhte Qualitätsanforderungen, die der mehrgeschossige Wohn- und Bürobau stellt, sind leichter erfüllbar.

Wie auch die derzeitigen Entwicklungen in den Nachbarländern Österreich und Schweiz zeigen, sind die komplexen Anforderungen an mehrgeschossige Gebäude in Holzbauweise jedoch mittels der derzeit in Deutschland marktüblichen Holzrahmenbauweise wirtschaftlich kaum zu lösen. Ziel des Forschungsvorhabens war deshalb die Nutzung der aufgezeigten vielfältigen Chancen für den Einsatz im mehrgeschossigen Holzbau durch Weiterentwicklung bekannter Technologien und Entwicklung neuartiger hybrider massiver Holzverbundbauteile unter Einsatz von natürlichen Faserstoffen in mineralischen Deckschichten. Dies wurde durch gezielte wissenschaftliche Untersuchung der bautechnischen Eigenschaften für die Bereitstellung noch weitgehend fehlender Grundlagen erreicht. Dabei wurden die Forschungs- und Arbeitsschwerpunkte für die Entwicklung eines innovativen Bauproduktes aus Massivholz und anderen lignocellulose basierten Rohstoffen zur Steigerung des Holzabsatzes und des Verwendungsspektrums nachwachsender Rohstoffe wie folgt eingegrenzt:

Teilziel 1: Untersuchungen zur Verwertung und Einsatz bei der Holzverarbeitung anfallender Nebenprodukte als Konstruktions- und Ausbauwerkstoff im Bauwesen, insbesondere als Bestandteil von Konstruktionsschichten hybrider Verbundbauteile.

Teilziel 2: Weiterentwicklung von Massivholzbauweisen für mehrgeschossige Gebäude im Wohnungs- und Gesellschaftsbau durch Erarbeitung von Konstruktionen neuartiger hybrider Wand- / Deckenelemente in Massivholz-Verbundbauweise.

Teilziel 3: Erarbeitung der konstruktiven Ausbildung der als Schnittstellen zwischen den einzelnen Bauteilgruppen fungierenden Fugen, Anschluss- und Fügepunkte.

Das durchgeführte Forschungsvorhaben war unter dem Aspekt der synergetischen Erarbeitung einer neuen ganzheitlichen hybriden und ökologischen Verbundbauweise unter Einsatz von biogenen Fasern ausgerichtet. Die faserförmige Struktur biogener Rohstoffe legte den Einsatz als Dämmstoff für Wärme- und Trittschallschutz nahe. Im Innenbereich und unter einer schützenden Dachhaut haben sich solche Dämmstoffe bereits bewährt. Für die Anwendung bei Außenwänden liegen für biogene Dämmstoffe mangels langjähriger Erfahrungen bisher nur relativ wenige bauaufsichtliche Zulassungen vor und vorhandene Zulassungen sind auf den Einsatz in Holzleichtkonstruktionen zugeschnitten. Zur Klärung der Anwendbarkeit von biogenen Fasern in mineralisch gebundenen Funktionsschichten wurde deshalb als **Teilziel 1** neben der Eignung von biogenen Fasern als Zuschlagstoff zu mineralischen Verbundmaterialien vor allem die erforderlichen Eigenschaften in Bezug auf Faserfestigkeit und Steifigkeit der Verbundwerkstoffe, sowie die Qualitätsanforderungen bei Beachtung bauphysikalischer Aspekte untersucht. Dabei wurden Kombinationen mit günstig aufbereitbaren mineralischen Verbundmaterialien, wie Lehm, Zement, und Anhydrit berücksichtigt.

Neben der orientierenden Auswahl und Prüfung von geeigneten biogenen Fasern und Holznebenprodukten aus dem Produktions- und Verwertungszyklus sowie erste baustoffliche Untersuchungen zu den Eigenschaften der damit modifizierten mineralischen Verbundmaterialien erfolgte der Entwurf sowie die konstruktive Auslegung neuartiger hybrider Verbundbauelemente. Für den Einsatz von hybriden Holz-Verbundelementen als Decken- und Wandelemente müssen unterschiedliche Eigenschaften, im Bereich des Tragverhaltens, der Bauphysik und des Herstellungsprozesses erfüllt werden. Diese multiplen Anforderungen an die hybriden Bauelemente finden sich in den Schichtenaufbauten wieder. Da in diesem Zusammenhang bisher keine Forschungsergebnisse für hybride Wandelemente verfügbar sind, wurden zum Erreichen von **Teilziel 2** Konstruktionsvarianten erarbeitet und erste Untersuchungen bezüglich einer geeigneten Schichtenfolge des Wandaufbaues sowie zur Ausbildung und den Eigenschaften der Verbundfugen durchgeführt. Im Rahmen dieses Teilprojektes wurden experimentelle und theoretische Untersuchungen zu Wandelementen aus Massivholzprodukten mit zusätzlicher mineralischer Deckschicht durchgeführt und Anordnungen sowie Ausführungsvarianten der mineralischen Schicht bzw. Schichten im Hinblick auf die speziellen Anforderungen im Tragverhalten untersucht. Die dabei vorhandenen Verknüpfungen mit bauphysikalischen Aspekten wurden mit berücksichtigt.

Neben dem Einsatz der mineralischen Deckschicht zur Verbesserung der Bauphysik und als Oberflächen gestaltendes sowie herstellungstechnologisches Element kann diese auch gleichzeitig zur Aufnahme von horizontalen Aussteifungslasten herangezogen werden, was insbesondere bei mehrgeschossiger Bauweise eine besondere Bedeutung besitzt. Dazu wurden experimentelle Orientierungsversuche zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens sowie zur Absicherung von möglichen Berechnungsansätzen durchgeführt und teils mit Hilfe der Nahbereichsphotogrammetrie begleitet. Mit dem eigens entwickelten photogrammetrischen Messsystem konnten dabei Verschiebungen und Dehnungen mit einer Genauigkeit von bis zu wenigen Mikrometern zerstörungsfrei, kontaktlos und an beliebig vielen Messstellen gemessen und durch diese komplexe Gewinnung aussagekräftiger Versuchsdaten eine solide Basis für anschließende Parameterstudien im Rahmen numerischer Simulationen zum Tragverhalten erarbeitet werden.

Zum Erreichen des Gesamtzieles, der Bereitstellung der bautechnischen Grundlagen für eine mehrgeschossige hybride Holzverbundbauweise war es weiterhin notwendig, auf die konstruktive Ausbildung der als Schnittstellen zwischen den einzelnen Bauteilgruppen der Wand- und Deckenelemente fungierenden Bauteilfugen, Anschluss- und Fügepunkte gesondert einzugehen und die sich dabei ergebenden wissenschaftlichen sowie technologischen Fragestellungen als **Teilziel 3** zu bearbeiten. Insbesondere die Knotenpunkte für hybride Massivholz-Verbundkonstruktionen im Bereich des Anschlusses

der Deckenelemente an die Wandelemente sind näher untersucht und geeignete wirtschaftliche Grundsatzlösungen entwickelt worden. In den umrissenen Bereichen treten erhöhte Lastkonzentrationen aus den Nutzlasten und Eigenlasten auf, die sicher aufgenommen und abgeleitet werden müssen. Dazu wurden erste Detaillösungen für hybride Massivholz-Verbundkonstruktionen erarbeitet, die zum einen die Lasteinleitung und zum anderen die entstehenden Exzentrizitäten berücksichtigen und gleichzeitig die Anforderungen hinsichtlich der Bauphysik und der Gebrauchstauglichkeit erfüllen.

Die technische Umsetzung dieser Anschlusspunkte von Massivholzelementen erfolgt dabei durch die konstruktionsgerechte Ausbildung mit den derzeit auf dem Markt vorhandenen innovativen mechanischen Verbindungsmitteln oder von zimmermannsmäßigen Anschlüssen abgeleiteten modernen, einfach herstellbaren formschlüssigen Kontaktverbindungselementen. Dazu wurden in der Praxis einfach umsetzbare Anschlüsse durch numerische Simulationen beurteilt und zur Klärung örtlicher Beanspruchungszustände des Tragverhaltens auf die experimentellen Untersuchungen und die Ergebnisse des auf der Photogrammetrie basierenden Messprinzips zurückgegriffen. Dabei war es durch einfach applizierte Messraster möglich, multiaxiale Verformungen, Verschiebungen sowie daraus abgeleitet Dehnungsfelder zu gewinnen, die zur Optimierung der bautechnischen Eigenschaften, zur Unterstützung der numerischen Berechnungen sowie zur Beurteilung des Kräfteflusses innerhalb des betrachteten Details dienen. Die parallel laufenden numerischen und stochastischen Parameterstudien schufen dabei die Voraussetzungen für den Abgleich der Modellierungsparameter und weitere orientierende Bauteiluntersuchungen. Somit konnten durch die numerischen Simulationen und den Abgleich mit den experimentellen Versuchsergebnissen wirtschaftlich Schwachstellen schnell erkannt und Detailpunkte optimiert werden.

2. Stand der Technik und eigene Vorarbeiten

Der Einsatz des Baustoffes Holz in der Bauindustrie hat sich über Jahrhunderte auf Grund seines ökologischen Potentials, seiner guten mechanischen Eigenschaften, seines geringen Gewichts, seiner einfachen und kostengünstigen Verarbeitbarkeit und nicht zuletzt durch seine Ästhetik hervorragend bewährt. Die Kombination von Holz mit mineralischen Schichten ist schon seit vielen Jahrhunderten üblich. So sind bei Fachwerkhäusern die Gefache mit verschiedenen Baustoffen, wie z. B. Lehm-, Back- oder Ziegelsteinen ausgefüllt und mit einer mineralischen Deckschicht verputzt. In Verbindung mit konstruktiven Tragelementen gab es aber erst zu Beginn des 20. Jahrhunderts erste Anfänge im Bereich Holz-Eisen-Beton-Konstruktion MÜLLER (1922). In den letzten Jahren fanden zahlreiche Neuentwicklungen und Untersuchungen zur Tragfähigkeit dieser Bauweise statt, an die bei den durchgeführten Forschungsarbeiten angeknüpft werden konnte, so z. B. die Arbeiten von NATTERER & HOEFT (1987), BLAß (BLAß et al. 1995, BLAß & ROMANI 2002), KUHLMANN et al. (2002, 2004), SCHÄNZLIN (2003), MICHELFELDER (2006). Mit dem bauphysikalischen Verhalten von Holz-Beton-Verbunddecken und Versuchen zum Tragverhalten bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen beschäftigten sich FRANGI (FRANGI & FONTANA 2000, FRANGI 2001) sowie WINTER et al. (2008), deren Forschungsergebnisse zum Feuchte- und Schwingungsverhalten, bauphysikalischen Eigenschaften, Untersuchungen der Verbundzone etc. ebenfalls Ausgangspunkt eigener Untersuchungen waren.

Ein wesentlicher Aspekt stellt bei fast allen Untersuchungen die Verbundzone zwischen dem Holz und der mineralischen Deckschicht dar. Ziel war es, auf eine Trennschicht wie z. B. eine Folie gänzlich zu verzichten und stattdessen den natürlichen Haftverbund zwischen Deckschicht und Holz auszunutzen. In Deutschland wird derzeit der baupraktische Einsatz von Holz-Beton-Verbundbauteilen über Zustimmungen im Einzelfall bzw. Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen reglementiert. Aktuell sind BVD-Ankerdübel-Verbindung

[Z-9.1-233], Dennert-Verbundelemente [Z-9.1-274], EW-Holz-Beton-Verbundelemente [Z-9.1-331], SFS-Verbundschrauben [Z-9.1-342], Timco II Schrauben [Z-9.1-445], Flachstahlschlösser [Z-9.1-473] und eingeklebte Schubverbinder [Z-9.1-557] durch Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen geregelt.

An der Professur Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus-Universität Weimar wird ein breites Spektrum an zukunftsrelevanten und praxisorientierten Forschungsschwerpunkten bearbeitet, unter anderem auf dem Gebiet von hybriden Tragkonstruktionen aus Verbundwerkstoffen MUELLER, J., SIMON, A., HAEDICKE, W. & RAUTENSTRAUCH, K. (2008), LEHMANN, S. (2004), LEHMANN, S., RAUTENSTRAUCH, K. (2003), RAUTENSTRAUCH, K., GROSSE, M. (2005), RAUTENSTRAUCH et al. (2004), RAUTENSTRAUCH, K., LEHMANN, S. & GROSSE, M. (2001), SIMON & RAUTENSTRAUCH (2008) und SIMON et al. (2008). Im Gegensatz zu den o. a. Untersuchungen, wurde bei dem durchgeführten Forschungsvorhaben nicht Beton, sondern Calciumsulfatestrich als Deckschichtmaterial verwendet. Dadurch ergaben sich vor allem aus energetischer und ökologischer Sicht eine Reihe von Vorteilen. Bei den durchgeführten Untersuchungen konnte hierbei ebenfalls auf einen fundierten Stand von eigenen wissenschaftlichen Vorarbeiten zurückgegriffen werden, welche eine solide Grundlage für die im Rahmen des Forschungsprojektes angestrebten Ziele bildet. Im Folgenden soll ein kurzgefasster Überblick gegeben werden:

- Entwicklung neuartiger leistungsfähiger Verbundelemente für Brettstapel-Beton-Verbunddecken: Im Rahmen eines F+E Vorhabens wurde die Wirkungsweise neuartiger, flexibel einsetzbarer Verbindungstechniken zur Aufnahme der Schubkräfte in der Verbundfuge zwischen Aufbeton und Brettstapелеlement experimentell bestimmt und ein vereinfachtes, praxisgerechtes Bemessungskonzept für diese Brettstapel-Beton-Verbundelemente abgeleitet werden. In Zusammenarbeit mit der Bauindustrie führten die Ergebnisse der vorgenannten Untersuchungen zur Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung von „Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlössern“ [Z-9.1-473].
- Die bisher erarbeiteten zahlreichen Beiträge zur Beschreibung und Modellierung des Tragverhaltens von Composite-Bauteilen aus Holz und mineralischen Werkstoffen, u. a. Beton, Estriche mit verschiedenen Bindemitteln sowie in situ Verstärkungen mit Faserverbundwerkstoffen führten zu neuen innovativen Einsatzgebieten des nachwachsenden Rohstoffes Holz. Durch die Entwicklung von komplexen orthotropen Materialgesetzen für Holz und deren Implementierung in das FE-Programm ANSYS® können dadurch lokale Versagensmechanismen von Holz komplex abgebildet und analysiert werden. Das hygrothermische Langzeittragverhalten von Holz und hybriden Verbundbauteilen kann dabei mittels des eigens erarbeiteten Computerprogramms ISOBEAM praxisgerecht simuliert werden.
- Aus laufenden sowie bereits abgeschlossenen Untersuchungen über das Kurz- und Langzeittragverhalten von Bauteilen aus Holz sowie hybrider Verbunddecken aus Holz mit mineralischen Deckschichten konnten erste wichtige Aussagen zu den Sicherheitsaspekten und zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit gewonnen werden. Hierzu erfolgte die Weiterentwicklung der erwähnten Programmsoftware ISOBEAM sowie die Implementierung entwickelter Modulpakete in das FE- Programmsystem ANSYS®. Die numerischen Ergebnisse werden gegenwärtig durch parallel an der Professur laufende Versuche zum Langzeittragverhalten von hybriden Verbunddecken mit mineralischen Deckschichten verifiziert.

3. Wissenschaftlich-technisches Ergebnis

3.1 Gesamtvorhaben

Die Verwendung bestehender Ressourcen, ein geringerer Energieaufwand für die Aufbereitung dieser und der Einsatz von biogenen Fasern und Reststoffen der Holzverarbeitung sind der Garant für ein geringeres spezifisches Eigengewicht bei gleicher Deckschichthöhe und höherer Festigkeit der entwickelten neuartigen hybriden Konstruktionselemente, bei einem gleichzeitig niedrigerem Schadstoffausstoß in der Herstellungsphase. Mit dem Verzicht auf eine zusätzliche Bewehrung konnte ebenfalls ein erhebliches Einsparpotential bei der Verarbeitung und dem Arbeitskräfteeinsatz erreicht und durch die Verwendung von Anhydritestrich mit einem geringen Schwindmaß sehr große Flächen fugenlos hergestellt werden. Alle verwendeten Materialien sind biologisch abbaubar oder vollständig recyclingfähig. Durch die Möglichkeit der Wiederverwertung der einzelnen Bestandteile der entwickelten neuartigen hybriden Bauelemente am Ende der Lebensdauer erfolgt deren Nutzung somit vollständig klimaneutral und ohne Emission von Schadstoffen und liefert einen wichtigen ökologischen Beitrag zur Reduzierung des Carbon-Footprints!

Der Neuheitswert der Forschungsarbeiten ist dabei hauptsächlich in der energetisch und bauphysikalisch günstigen Kombination der natürlichen Baustoffe zu sehen, welche in ein gesamtheitlich ökologisches Konzept zur Erstellung mehrgeschossiger Bauwerke in hybrider Verbundbauweise zusammengefügt wurden. Der in einzigartiger Weise gegebene Einsatz regional in Deutschland, insbesondere in Thüringen, ausreichend verfügbarer, nachwachsender und in der Natur vorkommender Baustoffe leistet somit zusammen mit dem geringen Sekundärenergiebedarf für die Verarbeitung insgesamt einen aktiven Beitrag zu gesundem Wohnen, zur Ressourcenschonung und Bewahrung der Umwelt.

Zielstellung der durchgeführten Forschungsarbeiten war

die Entwicklung von nachhaltigen, innovativen Bauelementen
in Form einer hybriden Verbundkonstruktion
für den Einsatz im mehrgeschossigen Bauen mit Holz

- ⇒ durch die Kombination von natürlichen Materialien (Holz und mineralische Deckschicht) aus regionalen Ressourcen, die mit geringem Primärenergieeinsatz hergestellt werden können
- ⇒ bei einer Optimierung der vorhandenen günstigen bautechnischen und bauphysikalischen Eigenschaften der einzelnen Komponenten
- ⇒ zur Förderung des Massivholzeinsatzes im Mehrgeschossbau (Kohlenstoffspeicherung)
- ⇒ und somit Förderung der Integration und Verwertung von landwirtschaftlichen Erzeugnissen in der industriellen und handwerksbetrieblichen Produktion von Bauteilen und Bauelementen im Bauwesen

Es kann festgestellt werden, dass alle angestrebten Ziele erreicht wurden.

3.2 Verwertung und Einsatz von biogenen Fasern und Holznebenprodukten

Ausgangspunkt der wissenschaftlichen Untersuchungen war die Eigenschaftsprüfung an Verbundmaterialien aus mineralischen Baustoffen und biogenen Fasern. In einem ersten Schritt sollte ermittelt werden, welcher Estrich in Kombination mit natürlichen Fasern die günstigsten Eigenschaften hinsichtlich der gestellten Anforderungen aufweist, um als mineralisch gebundene Deckschicht für die Holzelemente Wand und Decke Anwendung zu finden.

Die besten Festigkeitswerte der untersuchten Anhydrit-Fließestriche erzielte der Calciumsulfatestrich mit einer Körnung von 0 - 20 mm, angereichert mit verschiedenen biogenen Fasern in unterschiedlichen Zugabemengen. Dabei konnte bei fast allen Zugabestoffen eine Abnahme der Druckfestigkeit festgestellt werden. Die Bambusfasern lagen ungefähr auf dem Niveau des Estrichs ohne Faserbeimengung und die Holzfasern erreichten bei den Biegezugfestigkeiten eine leichte Steigerung. Die Faserzugabemenge hatte somit einen wesentlichen Einfluss auf die Festigkeiten. Bei Mengen über $2,5 \text{ kg/m}^3$ verringerte sich die Festigkeit überproportional stark. Inwieweit dafür die Holzinhaltstoffe verantwortlich waren, sollten die Untersuchungen an den modifizierten Fasern zeigen. Die besten Ergebnisse lieferte dabei die Behandlung der Fasern mit Wasserglas. Zurückzuführen ist dieser Effekt auf die vorläufige Schichtbildung auf der Faseroberfläche und der teilweisen Auf- bzw. Anlösung beim Untermischen des Estrichs. Dem Estrich stand durch die Schichtbildung auf den Faseroberflächen das gesamte Anmachwasser zur Verfügung und wurde nicht durch die Fasern temporär aufgenommen. Es konnte sich ein bautechnisch nutzbarer Verbund zwischen dem Fließestrich und den Holzfasern ausbilden. Da diese Modifizierung gute Ergebnisse erzielte, wird eine zusätzliche analoge Behandlung der Kontaktzone der Holzoberfläche zum Estrich empfohlen.

Weiterhin wurde die Estrichdeckschicht in unterschiedlichen Probekörperserien mit Zusatzmitteln modifiziert, welche beispielsweise eine verzögernde, beschleunigende, verflüssigende oder schwindreduzierende Wirkung respektive Abbindung erzielen sollten. Bei diesen Versuchen wurden allerdings keine nennenswerten Ergebnisse erzielt. Die Behandlung der Oberflächen verhinderte zwar das Eindringen des Anmachwassers in die oberflächennahen Holzschichten und damit eine Verformung, führte aber auch zur Ausbildung einer Art Trennlage zwischen dem Holz und dem Fließestrich. Modifikationen des Estrichs mit verschiedenen Zusatzmitteln bewirkten ebenfalls keine Verbesserung in der Verbundzone bzw. bei den Festigkeiten.

Resümee und Ausblick

In weiterführenden Untersuchungen sollte der Einfluss eines mechanischen Verbundes des Estrichs zum Holz auf die erzielbare Verbundfestigkeit weitergehend wissenschaftlich untersucht werden, da hier durch geringen technischen Aufwand eine entscheidende Verbesserung der Eigenschaften erzielbar wäre. Um das Eindringen von Feuchtigkeit in die Brettlamellen zu unterbinden, ist der Einsatz einer aufzusprühenden Sperrschicht zu untersuchen, welcher den vorhandenen, natürlichen Haftverbund zwischen Holz und Estrich negativ beeinflusst.

3.3 Hybride Wand- und Deckenelemente in Massivholz-Verbundbauweise

3.3.1 Untersuchungen zum Verbundverhalten an kleinteiligen Prüfkörpern

In experimentellen Orientierungsversuchen zum Trag- und Verformungsverhalten von Wand- und Deckenelementen wurden unterschiedliche Möglichkeiten der Ausführung, insbesondere hinsichtlich der mineralischen Deckschicht von Wand- und Deckenelementen sowie verschiedene Varianten des Verbundes zwischen dem Holz und der mineralischen Deckschicht, zunächst in Scherversuchen untersucht. Bei der Geometrie der Brettlamellen wurde dabei der Haftverbund zum Calciumsulfatestrich mit Hilfe höhenversetzter Lamellen, welche teils zusätzlich wechselseitig mit Formschlusselementen (Ausfräsungen) versehen waren, oder über Verbundschrauben hergestellt und der Einfluss von verschiedenen Faserstoffen im Fließestrich ermittelt.

Beim Verbund mittels höhenversetzter Lamellen ergaben sich bei der Versuchsserie SV-1.1-HF die günstigsten Ergebnisse im Verbund- und Schubverhalten. Jede zweite Lamelle wurde um ca. 2 cm höhenversetzt und mit wechselseitigen Ausfräsungen versehen, wodurch der aufgebrauchte Anhydrit-Fließestrich zusätzlich zum normalen Haftverbund mit der sägerauen Holzoberfläche eine formschlüssige Verzahnung einging. Die untersuchten Scherkörper neigten im Versuch zu plötzlich auftretenden Rissen und Abplatzungen. Durch die Untermischung von Holzfasern konnte ein homogenerer Spannungsverlauf mit deutlich weniger Lastabfällen und geringeren Zerfallserscheinungen erzielt werden.

Im Weiteren wurden bei den Schubversuchen quer zur Achsrichtung der Brettlamellen horizontale Kräfte als mögliche Einwirkung auf Wandelemente näher betrachtet. Erwartungsgemäß war die aufnehmbare Belastung bei den Proben mit zwei höhenversetzten Lamellen wesentlich größer, als bei den Probekörpern mit nur einer versetzten Lamelle. Bei der Probekörperherstellung zeigte sich, dass durch den Wassereintrag in die Hölzer eine erhebliche Verformung stattfand. Dies führte zum fast flächigen ablösen der Verbundzone bzw. der Estrichschicht. Allerdings ist eine solch starke Verformung nur bei kleinteiligen Proben möglich und tritt bei Wandsegmenten nicht auf. Eine in regelmäßigen Abständen vorgesehene Befestigung oder konstruktive Lagesicherung des Anhydritestrichs ist jedoch unbedingt notwendig, da der sonst relativ schwindarme Calciumsulfatestrich zum „Schüsseln“ neigt.

In vergleichenden Versuchen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln konnte der wesentlich steifere direkte Verbund zwischen Anhydrit und Holzoberfläche gezeigt und somit die für die Steifigkeitserhöhung von Schubwänden besser geeignete Verbindungsart gewählt werden.

Resümee und Ausblick

Da es sich bei den durchgeführten Scherprüfungen zunächst um Orientierungsversuche handelte, konnten nicht alle Variationen untersucht werden. Im Ergebnis der Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass ein Verzicht auf eine Trennlage und der Einsatz von Schrauben als Verbindungsmittel vorteilhaft wäre und hier noch weiteres Potential zu erwarten ist. Die Anordnung von höhenversetzten Brettlamellen stellt eine Möglichkeit der Befestigung dar, eine Variation von alternativen Verankerungsvarianten unter ökonomischen Gesichtspunkten sollte jedoch zusätzlich geprüft werden.

3.3.2 Untersuchungen an großformatigen Wandelementen

Die experimentellen Versuche mit großformatigen Wandelementen dienten der Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens von hybriden Verbundelementen als aussteifende Wände im mehrgeschossigen Wohnungsbau. Der für die Versuchsdurchführung benötigte spezielle Rahmen wurde eigens im Zuge des Forschungsprojektes entwickelt und ermöglicht Prüfungen von großformatigen Wandelementen mit verschiedenen Geometrien und Belastungsszenarien.

Die Verbundwandkonstruktion bestand aus Brettstapelelemente mit Hartholzdübeln und einer holzfaserbewehrten, mineralischen Deckschicht aus Anhydrit-Fließestrich. Alle hergestellten Brettstapelelemente variierten lediglich in der Anordnung der Hartholzdübel, welche zum einen gleichmäßig über die Höhe verteilt (Serie DG) oder an der Ober- und Unterseite der Wand konzentriert (Serie DK) angeordnet wurden. Die Grundversuche der Wände ohne mineralische Deckschicht erfolgten mit einer Auflast von etwa 20 kN/m und einer horizontalen Verschiebung aus der Mittellage von je 30 mm in beiden Richtungen. Bei der Auswertung des Kraft-Verschiebungsverhältnisses stellte sich ein zweiphasiger Verlauf mit einem steileren Anstieg in Phase 1 und einem gleichmäßigen Widerstands-Verformungsverhalten in Phase 2 heraus. Zur Auswertung und zum Vergleich wurde Phase 2 mit einem geringerem Anstieg angesetzt, da hier die bereinigte Schubsteifigkeit bewertet werden konnte. Der direkte Vergleich der Serien DG und DK zeigte sowohl in den experimentellen als auch in den numerischen Versuchen einen deutlichen Einfluss auf die Steifigkeit des Wandelementes. Die Serie mit den konzentrierten Dübeln (DK) erreichte nur etwa 82 % der Steifigkeit der Wandelemente mit gleichverteilten Dübeln.

Nach den Versuchen an den „rohen“, nur aus Brettlamellen bestehenden Wandelementen, erfolgte das Aufbringen der mineralischen Deckschicht aus Anhydritestrich. Neben dem direkten Verbund des Anhydrits mit der sägerauen Holzoberfläche wurde durch Aufbringen zusätzlicher Elemente – wie Putzschiene (PS), Trapezleisten (TL) oder verzinkten Kantenprofilen – eine Lagesicherung der Estrichschicht ermöglicht, wodurch ein plötzliches Versagen der Deckschicht minimiert bzw. ausgeschlossen werden sollte. Ergebnis des Aufbringens der Deckschicht war ein signifikanter Steifigkeitszuwachs sowie ein gleichmäßigerer Anstieg zwischen den beiden Phasen der Kraft-Verschiebungskurven, bei den Serien DG-TL und DG-PS eine Verdreifachung der Wandscheibensteifigkeit. Die Steifigkeitszuwächse durch zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen, wie das Aufkleben von BFU-Platten an der Ober- und Unterseite der Wand, und anschließendem Aufbringen der Deckschicht liegen im Bereich der Serien DG-TL und DG-PS.

Resümee und Ausblick

Durch das Aufbringen einer mineralischen Deckschicht konnte ein erheblicher Steifigkeitszuwachs von über 350 % bezogen auf die Steifigkeit der rohe Brettstapelelement erzielt werden, der zur Aussteifung von Wänden im mehrgeschossigen Wohnungsbau erheblich beiträgt. Diese hohe Tragfähigkeitssteigerung sollte gezielt bautechnisch genutzt und unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten durch Variation der zwischen dem Holzgrundkörper und Deckschicht angeordneten Verbundelemente optimiert werden.

3.3.3 Untersuchungen an großformatigen Hybrid-Deckenelementen

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von großformatigen Deckenelementen mit Flächenverbund wurden Biegeversuche an Brettstapel-Elementen mit Anhydritdeckschicht sowohl unter statischer als auch unter niederzyklischer Belastung durchgeführt. Dabei wurden durch Glas- und Holzfasern modifizierte Estrichdeckschichten verwendet.

Das für die Biegeversuche unter niederzyklischen Beanspruchungen entwickelte Lastregime bildet die, bei einer ca. 80-jährigen Nutzungsdauer einer Hochbaudecke (Ausbauast und Verkehrslast von insgesamt 5 kN/m^2) im Gebrauchslastbereich, statistisch zu erwartenden Lastwechsel wirklichkeitsnah ab. Der Großteil der Probekörper wurde nach einer konstanten Belastungszeit (Vorversuche und Lastwechsel) bis zum Bruch belastet, so dass sowohl die Schädigung durch die zyklische Beanspruchung als auch die Resttragfähigkeiten quantifiziert werden konnten. Die Beschreibung der Schädigung erfolgte über einen Vergleich der Anfangs- (Vorversuche) und Endbiegesteifigkeiten (Bruchversuche). Infolge der oft wiederholten Belastungen nahmen die Steifigkeiten der Probekörper im Mittel um 5,5 % je 1.000 Lastwechsel ab. Folglich war der Einfluss oft wiederholter Belastung auf das Trag- und Verformungsverhalten der untersuchten Plattenelemente, welche hier die bei langjähriger Nutzung zu erwartende Schädigungsprogression repräsentierten, als gering einzustufen.

In den am Anschluss daran durchgeführten Bruchversuchen versagten sowohl die mit, als auch ohne Lastwechsel getesteten Probekörper zuerst durch Biegezugversagen im Holz einzelner Brettlamellen. In den Bruchversuchen zeigte sich kein signifikanter Einfluss der zyklischen Belastungsgeschichte auf die Bruchlast. Zwischen Gebrauchslasten und Resttragfähigkeiten bestand ein hohes Sicherheitsniveau. Zur Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens wurden der Estrichdeckschicht sowohl Glasfasern in differenten Gewichtsanteilen als auch Holzfasern beigemischt. Während die Festigkeiten bei der reinen Druckprüfung an Estrichproben mit wachsendem Fasergehalt leicht anstiegen, zeigte die Auswertung der Biegeversuche keine Abhängigkeit der Steifigkeiten und Resttragfähigkeiten vom Fasergehalt. Die Modifikation des Estrichs kam durch das Versagensmuster nicht zum tragen, hatte jedoch wichtige technologische Einflüsse. Mit Hilfe der parallel zu den taktilen Messungen durchgeführten photogrammetrischen Untersuchung konnten die Versuchsergebnisse bestätigt sowie ergänzt werden. Darüber hinaus gelang es an einem kleinen Ausschnitt des Probekörpers das grundsätzliche Versagensverhalten des Verbundes im Bruchzustand nachzuweisen.

Resümee und Ausblick

Wiederholte Belastungen und Schwingungen besitzen keinen entscheidenden Einfluss auf das Trag-, Verformungs- und Bruchverhalten der entwickelten Plattenelemente, welche folglich für den Einsatz im mehrgeschossigen Holzbau sehr gut geeignet sind. Dabei konnte ebenfalls keine Abhängigkeit der Steifigkeiten und Resttragfähigkeiten vom Gehalt des verwendeten Fasermaterials festgestellt werden. Die Realisierung des flächigen Verbundes in Holz-Estrich-Verbundkonstruktionen verursachte jedoch herstellungsbedingt hygroskopische Interaktionen der in der Kontaktzone zusammenwirkenden Verbundmaterialien in der Kontaktzone. Vor allem die Fasern nachwachsender Rohstoffe, insbesondere Holzfasern, könnten ihren positiven Einfluss hinsichtlich des Feuchteverhaltens während der Herstellung ausbauen und somit zu einer Desensibilisierung der Herstellungstechnologie sowie zur Vermeidung von Eigenspannungsrissen beitragen. Dazu sind weitere Untersuchungen zum kurzfristigen Saug- und Quellverhalten der eingebetteten Fasern nötig, wobei Spannungsumlagerungen infolge des Feuchteintrages während des Betoniervorganges durchaus einen positiven Einfluss haben können.

3.4 Konstruktive und bauphysikalische Ausbildung von Schnittstellen

Die Wirtschaftlichkeit einer Holzbauweise hängt maßgeblich vom Vorfertigungsgrad im Werk und einer schnellen Montage auf der Baustelle mit möglichst geringem Prozess- sowie Niederschlagswassereintrag ab. Die Hybridbauweise aus Brettstapelelementen mit Anhydrit-Deckschichten eignet sich dabei sehr gut für die Vorfertigung fertiger Wand- oder Deckenelemente mit fast beliebigem Fertigungsgrad vom rohen Element bis zur malerfertigen Oberfläche inklusive integrierter Installationen.

Die entwickelten, fertigen Segmente können dabei auf der Baustelle relativ einfach montiert und fixiert werden, die Herstellung der Anschlüsse untereinander erfolgt in üblichen Verfahren, welche sich bei der Montage verschiedener anderer Holzbauweisen bewährt haben. Kraftschlüssige Verbindungen der vorgefertigten Elemente untereinander können einfach durch Verschrauben mit speziellen Holzschrauben realisiert werden. Transport- und Montagehilfen fungieren gleichzeitig als statische Elemente, so dass teure zusätzliche Abstützungen weitgehend entfallen. Die Element-, Stoß- und Anschlussfugen in der mineralischen Deckschicht erhalten eine Verfüllung sowie Verspachtelung im gleichen Material, so dass die Dichtigkeit aller Anschlüsse bei gleichzeitigem kostengünstigem Toleranzausgleich sicher gestellt ist. Im Bauprozess wird dabei kaum Wasser eingebracht, wodurch die Ausbaugewerke ohne Wartezeiten am Objekt weiter arbeiten können. Kurze Bauzeiten mit geringem Risiko von Ausfallzeiten infolge Witterungseinflüssen sind ein besonderer Vorteil dieser hier entwickelten Holz-Hybrid-Bauweise.

In der durchgeführten bauphysikalischen Bewertung konnte die Konkurrenzfähigkeit der neu entwickelten hybriden Wand- und Deckenelemente gegenüber marktüblichen Massiv- oder Leichtbauweisen nachgewiesen werden. Sowohl die klassischen Berechnungsmethoden der Normenreihe DIN 4108 als auch instationäre Berechnungen unter Zuhilfenahme des numerischen Simulationsprogramms Delphin zeigten, dass hybride Wandelemente die gesetzlichen Vorgaben und sogar die erhöhten Anforderungen der EnEV 2007 hinsichtlich des Wärmeschutzes erfüllen und ein Tauwassereintrag mit ausreichender Sicherheit vermieden wird. Darüber hinaus besitzen die Verbundelemente aufgrund der großen speicheraktiven Bauteilmassen von Anhydritdeckschicht und Brettstapelelement ein hohes Potential hinsichtlich der Wärme- und Feuchtespeicherung bzw. -pufferung, die in besonders hohem Maße das Raumklima positiv beeinflussen und somit die Wohnqualität stark erhöhen.

Resümee und Ausblick

Die untersuchte Bauweise stellt eine gute Alternative zu herkömmlichen Bausystemen im mehrgeschossigen Wohn- sowie Gesellschaftsbau dar, die Anforderungen an den Schall- und Brandschutz sind problemlos einzuhalten und sie trägt aktiv zum Klimaschutz bei. Dabei werden aufgrund des guten Wärme- und Feuchtespeichervermögens Energiekosten eingespart und gleichzeitig durch die vollflächige Verwendung von massiven Holzlamellen, auch bei der Kombination unterschiedlicher Sortierqualitäten im Element große Mengen CO₂ gebunden.

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen konnte auf der Grundlage allgemein geltender Anforderungen sowie spezieller Untersuchungen mit Hilfe sondierender Simulationen erste Erkenntnisse zum bauphysikalischen Verhalten gewonnen werden. Um die instationären Raumklimaprozesse realitätsnah zu erfassen, ist jedoch die Modellierung eines kompletten, mit entsprechenden raumabschließenden Elementen ausgestatteten Gebäudes, einschließlich der internen Wärme- und Feuchtequellen sowie der solaren Gewinne unumgänglich. Dabei werden aus der in dieser Hybridbauweise optimalen Verknüpfung des massiven Einsatzes natürlicher Materialien wie Holz und Anhydrit mit den in allen bauphysikalischen Belangen positiven Eigenschaften Synergien erwartet.

4. Quellenverzeichnis

4.1 Literaturverzeichnis

- Baustoffindustrie (1985). Baustoffindustrie, Heft 4, S. 99.
- Blaß, H.-J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G. (2004): Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. 1. Auflage, 2004
- Blaß, H.J., Ehlbeck, J., van der Linden, M. L. R. & Schlager, M. (1995). „Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“, Fraunhofer-IRB-Verlag, T 2710, Stuttgart.
- Blaß, H. J. & Romani, M. (2002). „Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen“, Fraunhofer-IRB-Verlag, T 2982, Stuttgart.
- Dehne, F. & Kruse (2008). „Brandschutz bei mehrgeschossigen Holzbauten – Praxiserfahrungen und neue Entwicklungen“, *Bauingenieur*, Band 81.
- Dujic, B., Aicher, S. & Zarnic, R. (2005). “Investigations on in-plane loaded wooden elements - influence of loading and boundary conditions”, *Otto-Graf-Journal* Vol. 16, pp. 259-272.
- Feist, W. (1998). „Passivhaus Sommerklima-Studie“, Passivhaus-Institut, Darmstadt.
- Fischer, H.-M. et al. (2008). „Lehrbuch der Bauphysik“, 6. Auflage, Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden.
- Frangi, A. (2001). „Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken“, IBK-Bericht Nr. 269, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel.
- Frangi, A. & Fontana, M. (2000). „Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen“, Institut für Baustatik und Konstruktion. ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 249.
- Franke, B. (2008). „Zur Bewertung der Tragfähigkeit von Trägersausklinkungen in Nadelholz“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- Grunewald, J. (1997). „Diffusiver und konvektiver Stoff- und Energietransport in kapillarporösen Baustoffen“, Dissertation, TU Dresden.
- Grosse, M., Rautenstrauch, K. (2004). “Numerical modelling of timber and connection elements used in timber-concrete-composite constructions”, Proceedings CIB-W18, International Council for Research and Innovation in Building and Construction Commission W18 – Timber Structures, meeting 17, Edinburgh UK, 2004
- Haferland, F., Heindl, W., Fuchs, H. (1975a), „Rechnerische Untersuchungen zur Ermittlung der Größenordnung bestimmter Einflüsse von Bauweise und Konstruktion sowie sonstige Parameter auf die Temperaturstabilität in Räumen“, Bericht aus der Bauforschung, Heft 99, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
- Haferland, F., Heindl, W. & Fuchs, H. (1975b). „Ein Verfahren zur Ermittlung des wärmetechnischen Verhaltens ganzer Gebäude unter periodisch wechselnder Wärmeeinwirkung“, Bericht aus der Bauforschung, Heft 99, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
- Kießl, K. (1983). „Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen“, Dissertation, Universität Essen.
- Krus, M. (1995). „Feuchtetransport und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe“, Dissertation, Universität Stuttgart.
- Kuhlmann, U., Gerold, M. & Schänzlin, J. (2002). „Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken“, *Bauingenieur*, 77(2002)01.

- Kuhlmann, U., Aicher, S. & Michelfelder, B. (2004). „Trag- und Verformungsverhalten von Kernen mit Schlüsselschrauben als Schubverbindung bei Holz-Beton-Verbunddecken“, Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben, Universität Stuttgart.
- König, G. & Marten, M. (1975). „Zum wirklichkeitsnahen Erfassen von Nutzlasten“, *Bautechnik*, (8)1975:275-281.
- König, G. & Marten, M. (1977). „Nutzlasten in Bürogebäuden“, *Beton- und Stahlbetonbau*, (7)1977:165-170
- Künzel, H. M., Holm, A., Sedlbauer, K., Antretter, F., Ellinger, M., Veseley, J. (2006). „Feuchtepufferwirkung von Innenraumbekleidungen aus Holz oder Holzwerkstoffen“, Forschungsbericht, Bauforschung für die Praxis, Band 75, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart.
- Lehmann, S. (2004). „Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten“. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- Lehmann, S., Rautenstrauch, K. (2003). „Nail-laminated timber floor elements in natural surface bond with mineral surface layer“, *Proceedings CIB-W18, International Council for Research and Innovation in Building and Construction Commission W18 – Timber Structures, Meeting 16*, Colorado USA.
- Mehlhorn, G. (1996). „Der Ingenieurbau: Grundwissen/Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen“. Berlin, Ernst & Sohn.
- Michelfelder, B. (2006). „Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken“. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf.
- Müller, G., Groth, C. (2007). „FEM für Praktiker – Band 1: Grundlagen“, 8. Auflage, Expert-Verlag, Renningen.
- Mueller, J., Simon, A., Haedicke, W. & Rautenstrauch, K. (2008). „Long-term performance of hybrid timber bridges – experimental and numerical investigations“, *Proceedings WCTE 2008 - 10th World Conference on Timber Engineering*, Miyazaki, Japan.
- Müller, P. (1922). Patent, Nr. 334431, Kl. 371, Beton und Eisen, Heft XVII, S. 244.
- Natterer, P. & Hoefl, M. (1987). „Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Forschungsbericht CERS Nr. 1345.
- Pfluger, R. (2000). „Simulation des thermischen Gebäudeverhaltens eines Passivhauses in Geschosswohnungsbau-Typologie und städtischer Bebauung“, Forschungsbericht, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart.
- Rautenstrauch, K. et al. (2006). „Holzkonstruktionen in Mischbauweise“, *Holzbau Handbuch/Reihe 1/ Teil 1/ Folge 5*, Informationsdienst Holz H582, ISSN-Nr.0466-2114.
- Rautenstrauch, K., Franke, S., Franke, B., Schwarz, W., Seyler, S. & Fichtmüller, D. (2008). „Beanspruchungsanalyse von Bauteilen aus Voll- und Brettschichtholz durch Industriephotogrammetrie am Beispiel von Ausklinkungen und Durchbrüchen“, Forschungsbericht zum AiF-Vorhaben 14495 BR/1, Bauhaus-Universität Weimar.
- Rautenstrauch, K., Grosse, M. (2005). „Numerische Simulation des Tragverhaltens von Brettstapel-Beton-Verbunddecken unter besonderer Berücksichtigung räumlich nichtlinearen Materialverhaltens“, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben RA 887/7-1 der Deutschen Forschungsgemeinschaft.

- Rautenstrauch, K., Grosse, M., Lehmann, S., Hartnack, R. (2004). „Modellierung und baupraktische Bemessung von Holz-Verbund-Decken mit mineralischen Deckschichten unter Berücksichtigung neuartiger Verbindungsmittel“, aus König, G., Holschemache, Dehn (2004) [Hrsg.] Holz-Beton-Verbund, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk Verlag GmbH, Berlin
- Rautenstrauch, K., Lehmann, S. & Grosse, M. (2001). „Verbindungsmittel für flächige Holz-Beton-Verbund-Deckenplatten“, Forschungsbericht, Bauhaus-Universität Weimar.
- Schädle, P. & Blaß, H.-J. (2008). “Behaviour of Prefabricated Timber Wall Elements under Static and Cyclic Loading”, *Proceedings Meeting Forty One, International Council für Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 – Timber Structures (CIB-W18/41)*, St. Andrews, Canada.
- Schänzlin, J. (2003). „Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken“, Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf.
- Schmidt, J. (2003). „Holz / Calciumsulfatestrich-Verbunddecken“, Dissertation, Universität Leipzig.
- Schmidt, J., Thiele, R., Kaliske, M. „Holz / Calciumsulfatfließestrich-Verbunddecken“ aus König, G., Holschemache, Dehn (2004) [Hrsg.] Holz-Beton-Verbund, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk Verlag GmbH, Berlin
- Simon, A. & Rautenstrauch, K. (2008). „Weiterentwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise unter Einsatz von blockverleimten Brettschichtholzquerschnitten bei Straßenbrücken“, Schlussbericht, Bauhaus-Universität Weimar, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur Holz- und Mauerwerksbau, ISBN 978-3-8167-7584-3.
- Simon, A., Mueller, J., Haedicke, W. & Rautenstrauch, K. (2008). „Development of a new connector type for hybrid timber bridges“, *Proceedings WCTE 2008 - 10th World Conference on Timber Engineering*, Miyazaki, Japan.
- Simonson, C. J., Salonvaara, M. & Ojanen, T. (2001). “Improving Indoor Climate and Comfort with Wooden Structures”, Technical Research Centre of Finland, VTT Publications 431, ESPOO.
- Späthe, G (1987). „Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen“. Berlin, VEB Verlag für Bauwesen.
- Werner, H. (1997). „Brettstapelbauweise“ aus „Holzbauhandbuch“, Arbeitsgemeinschaft Holz e.V. Düsseldorf, Bruderverlag Karlsruhe.
- Wiegink, K.-H. (2002). „Modellierung des Austrocknungsverhaltens von Calciumsulfat-Fließestrichen und der resultierenden Spannungen und Verformungen“, Dissertation, Universität Stuttgart.
- Winter, S., Tue, N. V., Dehn, F., Richter, A. & Wille, K. (2008). „Optimierte Holz-Beton-Verbundbauteile aus Hochleistungsbetonen und flächigen Holzbauelementen aus Massivholz oder Hochleistungs-Holzwerkstoffen“, Fraunhofer-IRB-Verlag, Stuttgart.

4.2 Normen und Zulassungen

- DIN EN 408:2004-08. Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; Deutsche Fassung EN 408:2003.
- DIN EN 594:1996-07. Holzbauwerke. Prüfverfahren – Wandscheiben-Tragfähigkeit und – Steifigkeit von Wänden in Holztafelbauart.
- DIN 1045-1:2008. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- DIN 1052-1:1988. Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung
- DIN 1052-2:1988. Holzbauwerke; Mechanische Verbindungen
- DIN 1052-3:1988. Holzbauwerke; Holzhäuser in Tafelbauart; Berechnung und Ausführung
- DIN 1052:2004-08. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Holzbau.
- DIN 1055-3:2006-03. Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten.
- DIN 1055-100:2001-03. Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.
- DIN 4108-2:2001-07. Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden. Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz, Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung.
- DIN 4108-2:2003-06. Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden. Teil 2: Mindestanforderungen an den Wärmeschutz.
- EN 26891:1991-07. Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983), Deutsche Fassung EN 26891:1991.
- EnEV 2007. Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden.
- M-HFHolzR (2004). Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise – M-HFHolzR (Fassung Juli 2004), www.is-argebau.de.
- [Z-9.1-331]. EW-Holz-Beton-Verbundelemente, Z-9.1-331, Hedareds Sand & Beton.
- [Z-9.1-342]. SFS-Verbundschrauben VB-48-7,5 x 100 als Verbindungsmittel für das SFS Holz-Beton-Verbundsystem , Z-9.1-342, Aichach.
- [Z-9.1-445]. Timco II Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Speziialschraube Holz-Beton-Verbundsystem, Z-9.1-445, Weiland Engineering AG.
- [Z-9.1-473]. Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlössern, Z-9.1-473, Dipl.-Ing. W. Bauer, Waldau.
- [Z-9.1-557]. Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten Schubverbindern, Z-9.1-557, Bathon & Bahmer GbR.
- [Z-9.1-233]. BVD-Ankerdübel-Verbindungen, Z-9.1-233, Dipl.-Ing. P. Bertsche.
- [Z-9.1-274]. Dennert Holz-Beton-Verbundelemente, Z-9.1-274, Veit Dennert KG.

II. Ergebnisse

1. Untersuchungen an Verbundmaterialien aus mineralischen Baustoffen und biogenen Fasern

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Gegenstand dieses Kapitels sind Baustoffuntersuchungen mit dem Ziel, relevante Materialeigenschaften mineralischer Baustoffe durch Zugabe von Fasern für den Einsatz als Deckschichten in hybriden, massiven Holzverbundbauteilen zu optimieren. Grundsätzlich ist eine mineralische Deckschicht zu definieren, welche die gestellten Anforderungen erfüllen kann. Die genauen Anforderungen in konstruktiver und bauphysikalischer Hinsicht werden in den folgenden Kapiteln noch näher spezifiziert. Durch Versuche soll geklärt werden, ob bestimmte Fasern baustofftechnisch als Zuschlag überhaupt geeignet sind und durch die Beimengung möglichst natürlicher Fasern eine gezielte Verbesserung der Eigenschaften des mineralischen Baustoffes möglich ist. Ein Vorteil der Holzfasern wäre, dass Holzneben- und teilweise Holzabfallprodukte dabei eingearbeitet werden könnten. Auf Grund der Vorteile in Bezug auf den Energieverbrauch bei der Herstellung und Aufbereitung sowie den günstigen bautechnischen Eigenschaften sind dabei Calciumsulfatestrichmischungen als mineralisches Grundmaterial ausgewählt worden. Gerade im energetischen Vergleich der Bindemittelherstellung wird bei der Verwendung von Anhydrit der große Unterschied zu zementgebundenen Estrichen deutlich. So wird beispielsweise für die Herstellung des Bindemittels Anhydrit im Gegensatz zum Portlandzement, nur ca. 10 % der Energie für die Aufbereitung benötigt BAUSTOFFINDUSTRIE (1985).

Weitere entscheidende Vorteile ergeben sich aus den beim Anhydritestrich im Vergleich zum Zementestrich günstigeren Schwindverhalten und den daraus in einem hybriden Holzverbundbauteil stets resultierenden geringeren Zwängungsbeanspruchungen in der Aushärtungsphase. Bei Holzverbundbauteilen mit Zementestrichdeckschichten muss daher zur Abdeckung dieser Zwängungsbeanspruchung zwingend eine konstruktive Baustahlschwindbewehrung eingelegt werden, woraus sich neben herstellungstechnischen sowie wirtschaftlichen, insbesondere auch ökologische Nachteile ergeben. Ebenfalls zu beachten ist das im Vergleich zum Anhydritestrich ungünstigere rheologische Langzeitverhalten des Zementestrichs, welches insbesondere bei hybriden Holzverbund-Deckenbauteilen auch das Tragverhalten sowie die Gebrauchtauglichkeit negativ beeinflusst.

1.2 Mechanismen der Faserverstärkung

Die Voraussetzung für eine wirkungsvolle Verstärkung auch während der Erhärtungsphase ist die Verwendung sehr feiner und gleichmäßig verteilter Fasern, die einen hohen Elastizitätsmodul besitzen und einen guten Verbund zum Calciumsulfat-Estrich aufbauen, damit eine effektive Kraftübertragung vom Anhydrit auf die Fasern dauerhaft möglich ist. Bei zu geringer Faseranzahl kann der Teilaspekt der Verhinderung konzentrierter auftretender Schwindrisse nicht ausreichend gewährleistet werden, bei zu hoher Faserkonzentration wird jedoch die Estrichmatrix gestört und damit der Verbund geschwächt. In der erhärteten Calciumsulfatestrich-Matrix ist die Verstärkungswirkung im wesentlichen auf bruchmechanische Vorgänge zurückzuführen, bei denen die vielfältigen Wechselwirkungen der spröden mineralischen Schicht mit den Fasern in der Nähe bereits vorhandener Risswurzeln eine Rolle spielen. Ein vorhandener Riss oder ein Gefügedefekt in der unbewehrten Matrix kann so auch ohne einen Anstieg der aus äußeren Lasten resultierenden Spannungen allein aufgrund der unvermeidlichen inneren

Zwängungsspannungen wachsen. Durch die vorhandenen Fasern wird die für das Aufreißen der Rissufer (Rissöffnung) notwendige Energie durch verschiedene sich einstellende mikrostrukturelle Mechanismen derart erhöht, dass daraus in einer integralen Betrachtungsweise eine scheinbare Erhöhung der Kapazität des mineralischen Baustoffes zur Aufnahme von Zugspannungen resultiert. Innerhalb eines bestimmten durch die Größenordnung und Verteilung lokaler Risse limitierten Beanspruchungslevels wird daher mittels der teilweisen Lastübertragung auf die Fasern ein quasi plastischer Abbau lokaler Spannungsspitzen im Baustoffgefüge sowie deren Umverteilung auf weniger beanspruchte Materialbereiche bewirkt. Dadurch werden höhere integrale Bauteilbelastungen ermöglicht. Das Ablösen und Herausziehen der Fasern aus den Rissflanken verbraucht zudem wesentliche Bruchenergie. Das Zusammenspiel dieser Prozesse bewirkt damit eine Steigerung des Bruchwiderstandes und somit eine verbesserte Schlag- und Verschleiß-zähigkeit. Die Fasermodifizierung erhöht damit die Festigkeit des ungerissenen Bauteiles und verhindert die Entstehung von Rissen.

1.3 Faser- und Estrichauswahl

Zur Sicherstellung eines optimalen Verbundes zwischen den Fasern und der mineralischen Baustoffgrundmatrix wurden zuerst orientierende Baustoffprüfungen durchgeführt. Verschiedene Faserstoffe wurden dabei mit unterschiedlichen Calciumsulfat-Fließestrichen vermischt, um Aussagen bezüglich der Verarbeitbarkeit zu erhalten. Bei der Auswahl der Faserstoffe wurde besonderer Wert auf ökologische Gesichtspunkte und auf geringe Materialkosten gelegt. Zu den ökologischen Gesichtspunkten gehören der Einsatz von umweltfreundlichen und gesundheitlich unbedenklichen Baustoffen, der Einsatz von regional vorliegenden Bau- und Werkstoffen, die Nutzung von regenerierbaren Ressourcen, ein möglichst geringer Energiebedarf über den gesamten Lebenszyklus des Baustoffs sowie die Wiederverwendbar- beziehungsweise Verwertbarkeit der Stoffe nach Beendigung der Nutzungsphase. Diesbezüglich bieten sich Fasermaterialien aus nachwachsenden Rohstoffen wie Hanf, Bambus, Sisal, Holz und Cellulose an. Weiterführend wurden Reststoffe (Sägespäne) der Schnittholzproduktion auf deren Eignung als Faserverstärkung untersucht. Diese fallen in großen Mengen an und werden umfassend zum Beispiel für die Herstellung von Spanplatten, für Tiereinstreu oder zur Energiegewinnung genutzt. Alle diese Fasermaterialien sind unproblematisch in der Handhabung, CO₂-neutral und optimal re- bzw. downcyclebar.

Neben den natürlichen Fasern wurden auch einige künstlich hergestellte Faserstoffe, wie z. B. Mineralwolle, Glasfasern und Polyesterfasern mit untersucht, um eine bessere Vergleichbarkeit und Beurteilung der mit der Zugabe von natürlichen Fasern erzielten Ergebnisse zu erhalten. Bei den untersuchten Faserstoffen wurden Variationen bezüglich der Faserlänge, des Faserdurchmessers und teilweise auch nach der Herstellung vorgesehen. Der Calciumsulfat-Fließestrich wurde mit drei verschiedenen Körnungen untersucht und es erfolgte eine Differenzierung durch drei unterschiedliche Zugabemengen an Fasern (5,0 / 10,0 bzw. 15,0 kg/m³). Auf Grund der Vielzahl an Variationsmöglichkeiten wurde jeweils nur 200 g Trockenestrich mit dem entsprechenden Wasseranteil und den Fasern angemischt.

In Tabelle 1 ist eine Übersicht der untersuchten Mischungen zusammengestellt.

Tab. 1 Übersicht über die hergestellten Mischungen zur Faser- und Estrichauswahl

Nr.	Faserart	Faserlänge [mm]	Calciumsulfat-Fließestrich								
			Zuschlag 0-2 mm			Zuschlag 0-3 mm			Zuschlag 0-4 mm		
			zugegebene Fasermengen [kg/m³]								
			5	10	15	5	10	15	5	10	15
1	Holz	1-15		X		X	X		X	X	X
2	Holz	1-30		X			X		X	X	
3	Cellulose	< 0,09		X	X					X	
4	Hanf	2	X		X						
5	Hanf	3		X	X		X			X	X
6	Sisal	0,7			X						
7	Sisal	1,4			X		X				X
8	Bambus	1-3			X						
9	Bambus	10-20	X	X	X	X	X		X	X	
10	Bambus	40-60		X			X			X	X
11	Mineralwolle	2,5		X	X						
12	Mineralwolle	-		X							
13	Glasfaser	~ 0,15	X	X	X						
14	Glasfaser	12	X	X						X	
15	Polyester	~ 0,5		X							

Folgende Beurteilungskriterien fanden Anwendung:

a) bei der Herstellung der Mischungen:

- Wasseranspruch des Estrichs
- Homogenisierung des Estrichs
- Aufwand der Untermischung der Fasern in den Calciumsulfatestrich (eventuell auftretende Faserballung, Verdichtung)
- Verteilung der Fasern
- Wasseraufnahme der Fasern (soweit optisch ersichtlich und subjektiv bemerkbar)
- Erstarrungsbeginn

b) nach der Erhärtung:

- Erhärtungsdauer
- Aufwand zum Teilen bzw. Aufspalten der Probekörper
- Verteilung und Ausrichtung der Fasern
- Verbund der Fasern mit dem Estrich

Auswertung der Orientierungsversuche

Bei diesen ersten Orientierungsversuchen sollten Erkenntnisse bezüglich einer Einschränkung der Faserstoffe und der Auswahl von Estrichen vorgenommen werden. Ein gutes Verarbeitungsverhalten konnte dabei bei den Fasern aus Holz, Hanf, Bambus und Glas festgestellt werden. Definitionsgemäß sollte im Rahmen dieses Forschungsprojekts das Hauptaugenmerk auf den natürlichen Faserstoffen liegen, weshalb für weiterführende Untersuchungen und die Ermittlung wichtiger baustofflicher Kennwerte die Holz-, Hanf- und Bambusfasern ausgewählt wurden. In Bezug auf die mineralische Deckschicht der hybriden Verbundbauteile kommt generell ein Calciumsulfat-Fließestrich zum Einsatz. Hier wurden verschiedene Körnungen des Zuschlages untersucht. Neben der Unterscheidung des Größtkornes (2, 3 bzw. 4 mm) war bei dem Estrich mit 0-3 mm Zuschlag noch natürlicher Anhydrit in gemahlener Form enthalten, welcher einen anderen Wasseranspruch besaß und auch in der Verarbeitung Unterschiede aufwies.

Die Calciumsulfat-Fließestriche mit den Körnungen 0-2 mm und 0-4 mm ließen sich am besten herstellen und zeigten die für diese Einsatzzwecke besten Verarbeitungseigenschaften. Da auch die Erkenntnisse aus den Festigkeitsuntersuchungen mit einbezogen werden sollten, konnte zum Zeitpunkt dieser grundlegenden Baustoffuntersuchungen der endgültige Ausschluss eines Estrichtyps noch nicht vorgenommen werden. Aus diesem Grund wurden für die nachfolgenden Baustoffuntersuchungen alle drei Calciumsulfat-Fließestriche herangezogen.

1.4 Baustoffliche Untersuchungen

1.4.1 Festigkeitsuntersuchungen

Um die Wirkung der Fasern in der mineralischen Schicht auf wichtige Festigkeitsparameter beurteilen zu können, wurden verschiedene Untersuchungen durchgeführt. Ermittelt wurden die Einflüsse auf die Rohdichte, die Biegezugfestigkeit, die Druckfestigkeit sowie zum Teil auch auf den dynamischen und statischen Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl. Dabei wurden Probekörperserien mit verschiedenen Faserstoffen und unterschiedlichen Zugabemengen an Fasern mit drei verschiedenen Calciumsulfat-Fließestrichen untersucht.

Die Herstellung und Prüfung der Normprismen erfolgte nach DIN EN 13454, Teil 1 und 2, DIN EN 12504-4, DIN EN 13813, DIN EN 13892-2 und in Anlehnung an DIN EN 13412. Die Festigkeitsuntersuchungen fanden nach 28-tägiger Lagerung unter Normalklima statt.

In der folgenden Tabelle ist eine Auswahl der ermittelten Ergebnisse wiedergegeben.

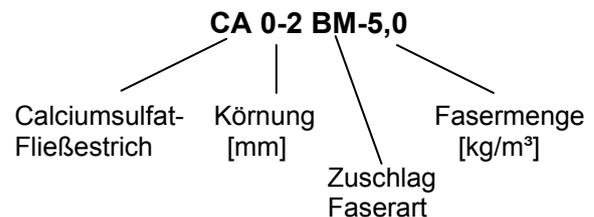
Tab. 2 Zusammenstellung ausgewählter Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen an Calciumsulfat-Fließestrichen mit Faserzugabe

Serie	Rohdichte	Biegezugfestigkeit	Druckfestigkeit	dyn. E-Modul	stat. E-Modul	Querdehnzahl
	g/cm ³	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	[-]
CA 0-2 Ref	2,00	4,8	31,2		19.400	
CA 0-3 Ref	2,02	3,6	16,6			
CA 0-4 Ref	1,97	3,8	19,3	17.100	14.600	0,23
CA 0-2 H-2,1	1,95	6,0	31,5	20.200		0,21
CA 0-2 H-6,4	1,95	5,6	30,4	19.800		0,22
CA 0-2 BF-2,5	2,17	4,7	29,1			
CA 0-2 BF-5,0	2,16	4,7	27,6			
CA 0-2 BF-10,0	2,09	4,7	28,3			
CA 0-2 BM-2,5	2,14	4,2	30,8			
CA 0-2 BM-5,0	2,16	4,4	27,2			
CA 0-2 BM-10,0	2,05	4,2	25,9			
CA 0-2 BG-2,5	2,11	4,5	31,1			
CA 0-2 BG-5,0	2,11	4,3	29,1			
CA 0-2 BG-10,0	2,11	3,5	23,5			
CA 0-3 HG-10,0	1,99	3,2	14,5			
CA 0-3 BG-10,0	1,99	2,2	9,6			
CA 0-4 HF-10,0	1,94	3,7	16,3			
CA 0-4 HG-5,0	1,96	3,5	19,7			
CA 0-4 HG-10,0	1,90	3,5	16,5	15.100	14.100	0,23
CA 0-4 HA-10,0	1,91	2,8	13,4			
CA 0-4 BF-10,0	1,93	3,0	14,2			
CA 0-4 BG-5,0	1,95	3,2	15,2			
CA 0-4 BG-10,0	1,93	3,0	12,3	13.400	13.100	0,21

Erläuterungen:

- Ref Referenzserien - ohne Fasern
- BF Bambus, fein – Faserlängen 1-3 mm
- BM Bambus, mittel – Faserlängen 10-20 mm
- BG Bambus, grob – Faserlängen 40-60 mm
- H Holz, Faserlängen 0-20 mm
- HF Holz, fein – Faserlängen ~1-3 mm
- HG Holz, grob – Faserlängen ~3-5 mm
- HA Hanf - Faserlängen 3 mm

Probekörperbezeichnung:



Beurteilung der Festigkeitsuntersuchungen

Wie der Ergebniszusammenstellung entnommen werden kann sind durch Faserzugaben erwartungsgemäß weder bei der Biegezugfestigkeit, noch bei der Druckfestigkeit erhebliche Festigkeitssteigerungen erzielt worden. Dagegen erhöhten sich bei Zugabe von Holzfasern mit Längen bis zu 20 mm die Biegezugfestigkeiten geringfügig und die Druckfestigkeiten blieben auf demselben Niveau. Bei den übrigen Mischungen liegen die ermittelten Werte nur relativ geringfügig unterhalb der Referenzwerte. Außerdem war ersichtlich, dass große Faserzugabemengen (ca. 10,0 kg/m³) zu einer stärkeren Festigkeitsabnahme führten und eine eher begrenzte Dosierung der Fasern von ca. 2,5 kg/m³ nur eine leichte Verringerung

der Festigkeitswerte nach sich zog. Werden die Verarbeitbarkeit und Herstellung der Probekörper in die Auswertung mit einbezogen, ist festzuhalten, dass ein mit Holz- oder Bambusfasern modifizierter Anhydridestrich der gesetzten Zielstellung am nächsten kommen.

Die ökologisch sinnvolle Steigerung des regionalen Holzabsatzes sowie die Verwertung dort anfallender preisgünstiger Abfall- oder Nebenprodukt der Säge- und Holzindustrie und die damit verbundene Zukunftsperspektive insbesondere für dort ansässige kleine und mittelständische Unternehmen der Holzverarbeitung war eine der Teilzielstellungen des Forschungsprojektes und bedingte somit die Entscheidung sich bei den nun anstehenden weiterführenden, stärker praxisorientiert auf die Bauteileigenschaften ausgerichteten Untersuchungen sich ausschließlich auf die Holzfasern zu konzentrieren. Dies bedingte damit auch den Verzicht auf die weitere Einbeziehung der ansonsten vielversprechenden, jedoch in Europa bisher noch nicht angebaute Bambusfasern. Die für die benötigten Holzverbundbauteil-Eigenschaften nicht relevanten etwas geringeren Biege- und Druckfestigkeiten der faserverstärkten Estrichprobekörper sind teilweise mit den Holzinhaltsstoffen zu erklären. Holzfasern enthaltenen Hemizellulosen und niedermolekulare Zucker, welche die Erhärtung des Estrichs beeinträchtigen und teilweise die Festigkeitsverluste bewirken. Weiterhin kann bei entsprechender Ausrichtung der Fasern die relativ glatte Faseroberfläche als Gleitebene für den Estrich wirken. Zur ergänzenden Abklärung dieser möglichen Einflüsse auf die Biege- und Druckfestigkeit des Estrichs wurde daher in einer weiteren Versuchsreihe der Einfluss von verschiedenen einfachen Modifikationen der Fasern detaillierter untersucht.

1.4.2 Einfluss der Modifizierung von Holzfasern

Durch die Fasermodifizierung soll zum einen der Verbund zwischen den Holzfasern und der mineralischen Schicht (Calciumsulfat-Fließestrich) verbessert und gleichzeitig verhindert werden, dass ein zu großer Teil des Anmachwassers des Estrichs durch die Holzfasern aufgesaugt wird. Deshalb wurden die Holzfasern mit Natriumsilikat-Wasserglas ($\rho=1,5 \text{ g/l}$; unverdünnt und verdünnt mit Wasser im Masseverhältnis 1:1), Silikonöl sowie 20 %-iger Natriumhydroxidlösung behandelt. Die Faseroberflächen wurden mit den aufgeführten Mitteln oberflächlich besprüht und anschließend getrocknet. Die Herstellung, Lagerung und Prüfung der Probekörper erfolgte analog zu den zuvor beschriebenen Prismen. In der Tabelle 3 sind die Ergebnisse dieser Untersuchung zusammengestellt.

Beurteilung der Fasermodifizierung

Infolge der Fasermodifizierung liegen alle derzeit ermittelten Biegezugfestigkeitswerte oberhalb des Referenzwertes. Bis auf die Fasern, welche mit der höheren Zugabedosisierung an Natriumhydroxidlösung modifiziert waren, erfolgte ebenfalls eine Steigerung der Druckfestigkeit. Die Festigkeitswerte beim Biegezug stiegen um mehr als 30 % und bei der Druckprüfung um maximal 16 %. Besonders gute Ergebnisse erzielten die Modifizierungen mit Wasserglas (unverdünnt und verdünnt). Dies ist eventuell auf die vorläufige Schichtbildung auf der Faseroberfläche und der teilweisen Auf- bzw. Anlösung beim Untermischen des Estrichs zurückzuführen. Durch die Schichtbildung auf der Faseroberfläche stand dem Estrich in der Abbundphase das gesamte Anmachwasser zur Verfügung, da dieses nun nicht mehr von den Holzfasern temporär aufgenommen wurde.

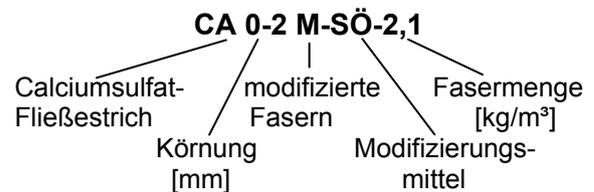
Tab. 3 Auswahl an Festigkeitswerten nach der Fasermodifizierung

Serie	Rohdichte	Biegezugfestigkeit	Druckfestigkeit
	ρ	σ_{BZ}	σ_D
	[g/cm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
CA 0-2 M-AL-2,1	2,00	5,2	28,8
CA 0-2 M-AL-6,4	2,00	5,1	28,0
CA 0-2 M-WG,v-2,1	2,00	5,8	34,8
CA 0-2 M-WG,v-6,4	2,00	6,3	33,3
CA 0-2 M-WG,uv-2,1	2,00	6,2	36,2
CA 0-2 M-WG,uv-6,4	2,00	5,9	32,6
CA 0-2 M-SÖ-2,1	2,00	6,4	34,8
CA 0-2 M-SÖ-6,4	2,00	5,5	31,7
CA 0-2 M-NaOH-2,1	2,00	5,6	31,6
CA 0-2 M-NaOH-6,4	2,00	5,1	29,0

Erläuterungen:

- M Modifizierung der Fasern
- AL wässrige Anhydritlösung
- WG,v Wasserglas, verdünnt mit Wasser 1:1
- WG,uv Wasserglas, unverdünnt
- SÖ Silikonöl
- NaOH 20 %-ige Natriumhydroxidlösung

Probekörperbezeichnung:



1.4.3 Haftverbunduntersuchungen der hybriden Bauteile

Bei Vorarbeiten am Lehrstuhl wurde bei ähnlichen hybriden Verbundbauteilen mehrfach festgestellt, dass es in der direkten Kontaktzone zwischen dem Holz und der mineralischen Deckschicht fast immer zu Abrissen kam (siehe nachfolgende Abbildung). Dadurch war, vor allem bei ebenen Grenzflächen, lediglich ein kaum bautechnisch nutzbarer Verbund zwischen den einzelnen Baustoffschichten vorhanden. Hingegen wiesen Probekörper mit höhenversetzten Brett lamellen aufgrund der damit vergrößerten Verbundfläche ein deutlich günstigeres Haftverbundverhalten auf. Das effektivste Haftverbundverhalten wird mittels abwechselnd vorstehenden Lamellen mit zusätzlichen alternierend angeordneten seitlichen Ausfräsungen, infolge des damit verbundenen Formschlusses mit der mineralischen Deckschicht, erzielt.

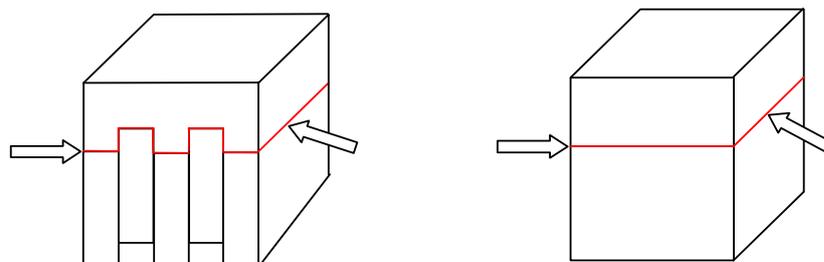


Abb. 1 Abheben der mineralischen Deckschicht an der Kontaktzone

Schädigungsmechanismus

Die Holzoberfläche nimmt einen Teil des Anmachwassers des Estrichs auf und quillt in Folge dessen auf, was zu einer erheblichen Volumenvergrößerung des Holzes führt. Zu einer Schädigung kommt es zu diesem Zeitpunkt nicht, da der Estrich noch nicht vollständig erhärtet bzw. spröde ist. Nach dem Abbindeprozess des Estrichs besitzt das Holz aber noch einen so hohen Wassergehalt, dass es bei der anschließenden Trocknung durch Feuchtigkeitsabgabe zu starkem Schwinden des Holzes kommt. Dadurch wird die Verbundzone nachhaltig geschädigt.

Versuchsplanung

Um den Haftverbund genauer zu klassifizieren, wurden Scherversuche durchgeführt. Dabei wurde die Holzoberfläche bzw. der Calciumsulfat-Fließestrich mit verschiedenen Mitteln modifiziert. Neben dem Befeuchten der Holzoberfläche wurde Leinölfirnis und Wasserglas zur Modifikation der Kontaktzone angewandt. Dem Estrich wurden verschiedene Zusatzstoffe der Beton- und Estrichindustrie untergemischt, um beispielsweise eine verzögerte, beschleunigte, verflüssigende oder schwindreduzierende Wirkung respektive Abbindung zu erzielen. Durch den veränderten bzw. modifizierten Abbindeprozess des Estrichs soll das Anmachwasser nicht so schnell bzw. nicht so umfangreich in die oberen Holzschichten eindringen und ein Quellen verursachen. Dabei wurden jeweils die niedrigste und die höchste Zugabemenge untersucht.

Für die Scherversuche wurden Probekörper mit den Abmessungen 200 x 100 x 100 mm³ aus Brettschichtlamellen hergestellt. Die jeweils drei Fichtenholzlamellen wurden mittels Schrauben untereinander befestigt. Als mineralische Deckschicht kam eine Werk trockenmischung zum Einsatz, welche eine Dicke von 50 mm besaß. Dabei handelte es sich um einen Calciumsulfatestrich mit einer Körnung von 0-2 mm. Bei den Versuchen sollten die reinen Bruchkräfte parallel zur Verbundfläche Aussagen über die Wirksamkeit der vorgenommenen Maßnahmen ermöglichen.

Versuchsaufbau und Lastregime

In untenstehender Grafik ist der Versuchsaufbau dargestellt. Der Probekörper wird hochkant in den Versuchsstand eingebaut. Zur Lagesicherung diente eine Grundplatte aus Stahl mit angeschraubten seitlichen Stahllaschen, wodurch die Seitenfixierung gegeben ist. Ein an die Seitenplatten geschraubter Stahlwinkel hält die Proben in vertikaler Position. Das Ausweichen verhindert ein eingeschobener Styroporblock. Die Messung der Bruchkräfte erfolgte über eine Kraftmessdose (KMD, 20 kN). Der Verschiebungsweg bzw. die Verformungen wurden mit einem induktiven Wegaufnehmer (IWT 20) ermittelt. Dieser befand sich an der Rückseite der Holzproben im oberen Bereich.

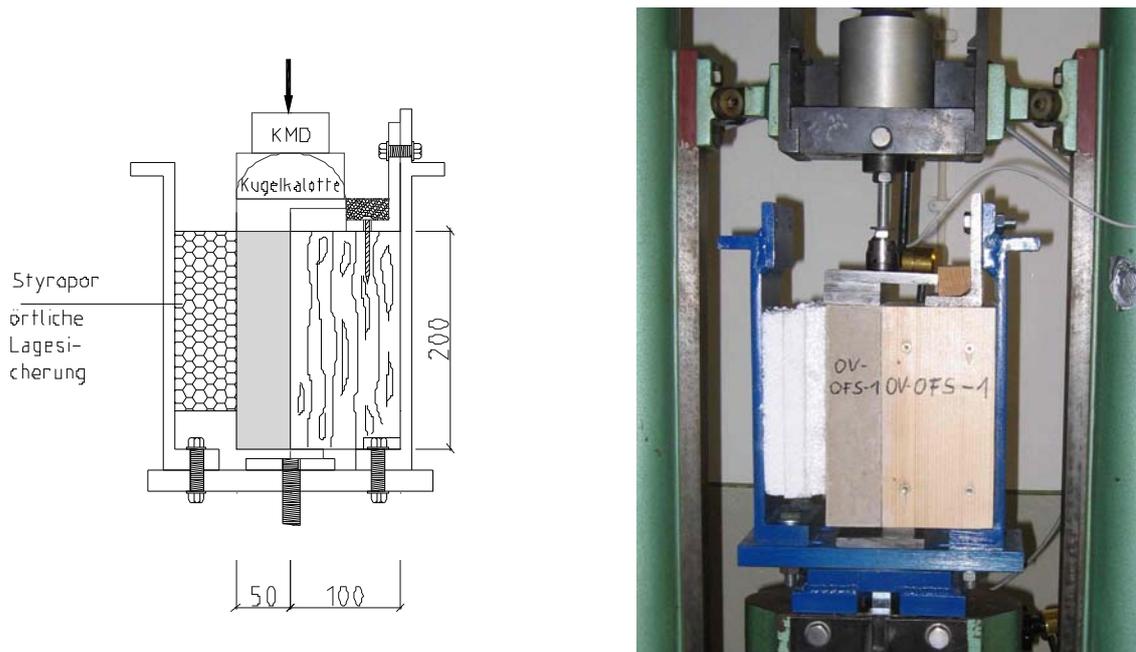


Abb. 2 Versuchsaufbau zur Ermittlung der Scherfestigkeit in der Verbundzone

Die Prüfung erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 392 „Scherprüfung der Leimfugen von Brettschichtholz.“ Als erwartete Bruchlast wurde angesetzt:

$$F_{\text{est}} = 0,067 \times 200 \times 100 = 1.340 \text{ N.}$$

Für das kraftgesteuerte Lastregime ergab sich mit einer linearen Steigerung von $0,33 \times F_{\text{est}}/\text{min}$ eine Laststeigerung von 7,40 N/s. Die Belastung erfolgte bis zum Bruch.

Auswertung

Bei den Versuchen wurden keine statistisch verwertbaren Ergebnisse erzielt, was zum einen an der zu geringen Probenanzahl, aber zum größten Teil an der sehr starken Streuung der Ergebnisse lag. Ziel war, dass Richtungen oder Tendenzen einer Modifizierung ermittelt werden können. Dies konnte leider nicht erreicht werden. Die Streuung der Ergebnisse war so stark, dass auf die Bildung von Mittelwerten, Standardabweichungen oder Variationskoeffizienten verzichtet werden musste. Ein weiteres großes Problem dieser Versuchsreihe war, dass knapp 30 % aller Probekörper schon im Vorfeld bzw. beim Einbau in den Versuchsstand versagten. Da keine mechanische Verzahnung oder Befestigung die aufbrachte Estrichschicht hielt, löste sie sich von den Holzlamellen. Die raue Holzoberfläche alleine bot nicht genügend Verankerung. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass bei diesen Probekörpern zwischen den beiden Baustoffen kein echter Verbund bestand. Der Grund hierfür lag möglicherweise auch in der extra erzeugten Trennschicht bzw. Trennlage. Diese verhindert zwar das unerwünschte Eindringen des Anmachwassers in die Holzoberfläche, bewirkt aber auch, dass eine schlechtere Verbundwirkung zwischen den einzelnen Materialien aufgebaut wird.

1.5 Zusammenfassung

In dem Kapitel „Untersuchungen an Verbundmaterialien aus mineralischen Baustoffen und biogenen Fasern“ sollten Beurteilungskriterien bereitgestellt werden, welche die Auswahl einer geeigneten Estrichkombination mit biogenen Fasern als mineralische Deckschicht auf Brettstapelelemente für den Einsatz als hybride Wand- oder Deckenbauteile ermöglichen.

Bei der Ermittlung der Festigkeiten stellt zwar die Druckfestigkeit nicht das wesentliche Entscheidungskriterium dar, aber ermöglicht einen Rückschluss auf die experimentell schwerer zu bestimmende, jedoch für Aussteifungswände wichtigere Schubfestigkeit. Die besten Druckfestigkeitswerte der untersuchten Anhydrit-Fließestriche erzielte der Calciumsulfatestrich mit einer Körnung von 0 - 20 mm, angereichert mit verschiedenen biogenen Fasern in unterschiedlichen Zugabemengen. Durch die Untermischung biogener Fasern, z. B. aus Holz oder Bambus, verringerte sich die Druckfestigkeit zwar geringfügig, die Verwendung von Holzfasern bewirkte jedoch eine leichte Steigerung der Biegezugfestigkeiten im Vergleich zur Referenzserie. Einen wesentlichen Einfluss auf die Festigkeiten hatte die Faserzugabemenge - bei Mengen über $2,5 \text{ kg/m}^3$ verringerte sich die Festigkeit überproportional stark. Inwieweit dafür die Holzinhaltsstoffe verantwortlich sind, sollten die Untersuchungen an den modifizierten Fasern zeigen. Die besten Ergebnisse lieferte dabei die Behandlung der Fasern mit Wasserglas. Zurückzuführen ist dieser Effekt auf die vorläufige Schichtbildung auf der Faseroberfläche und der teilweisen Auf- bzw. Anlösung von Holzbestandteilen beim Untermischen des Estrichs. Dem Estrich stand durch die Schichtbildung auf den Faseroberflächen fast das gesamte Anmachwasser zur Verfügung und wurde nur geringfügig durch die Fasern temporär aufgenommen. Es konnte sich ein guter Verbund zwischen dem Fließestrich und den Holzfasern ausbilden.

Da diese Modifizierung gute Ergebnisse erzielte, wurde eine zusätzliche, analoge Behandlung der Kontaktzone der Holzoberfläche zum Estrich durchgeführt. Die folgenden Untersuchungsergebnisse bestätigten leider nicht die Erwartungen. Die Behandlung der Oberflächen verhinderte zwar das Eindringen des Anmachwassers in die oberflächennahen Holzschichten und damit eine Verformung, führte aber auch zur Störung des Verbundes zwischen Holz und Fließestrich. Auch die Modifizierung der Estrichdeckschicht mit Zusatzmitteln, welche beispielsweise eine verzögernde, beschleunigende, verflüssigende oder schwindreduzierende Wirkung respektive Abbindung erzielen sollten, brachten keinen entscheidenden positiven Vorteil in Bezug auf ein günstigeres Abbindeverhalten.

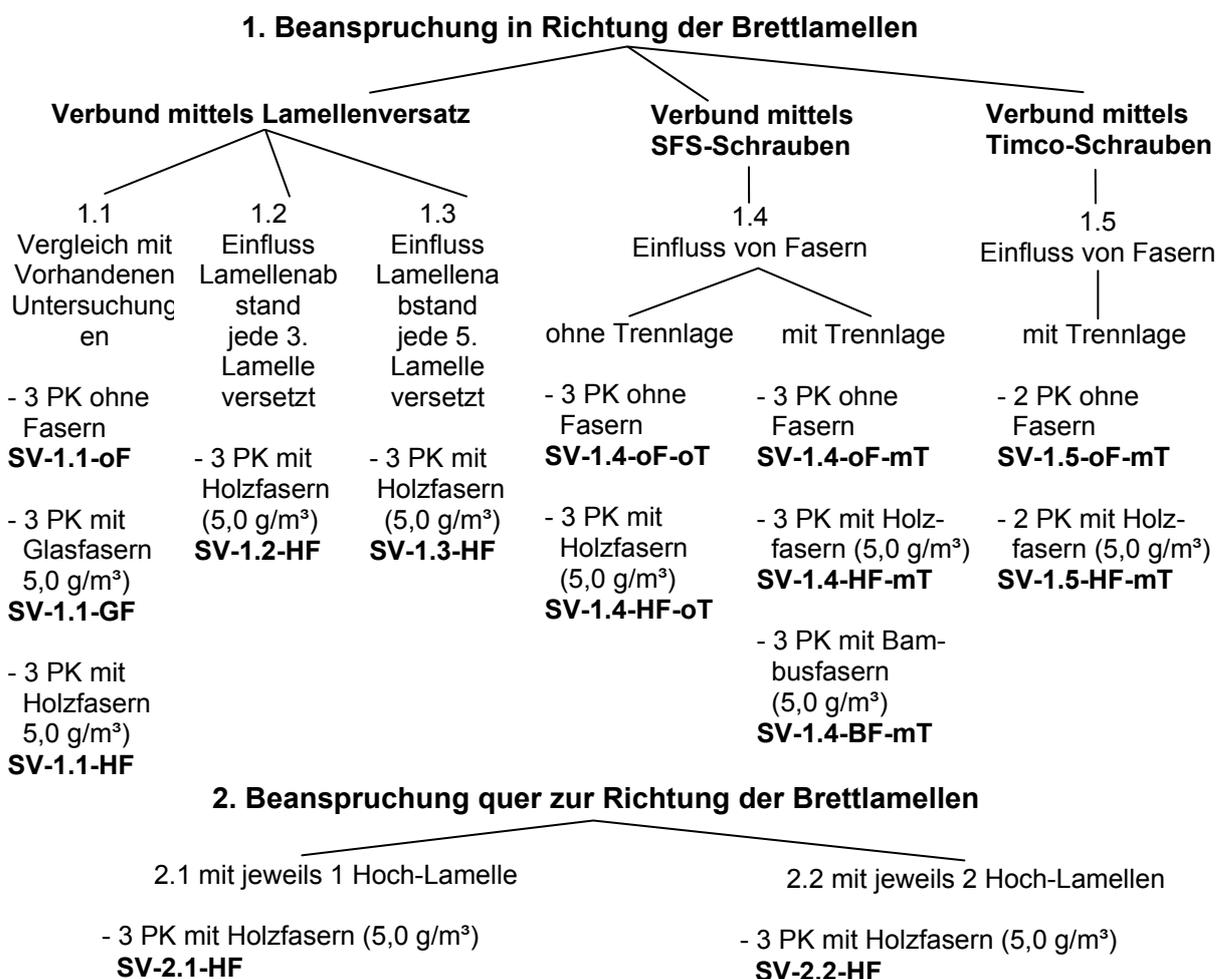
Auf der Grundlage, dass als mineralische Deckschicht der Calciumsulfatestrich mit der Modifizierung durch Holzfasern die günstigsten Ergebnisse lieferte, sollte in weiterführenden Untersuchungen der Einfluss des mechanischen Verbundes vom Estrich zum Holz geprüft werden, um gute Verbundfestigkeiten für das hybride Verbundbauteil zu erhalten (siehe Kapitel 2).

2. Experimentelle Orientierungsversuche zum Trag- und Verformungsverhalten von hybriden Holzverbund-Wand- und Deckenelementen

2.1 Problemstellung und Zielsetzung

Im Vorfeld der Bauteilversuche an hybriden Holzverbund-Wand- und Deckenelementen soll mit den nachfolgenden Scherversuchen zunächst der Einfluss verschiedener Ausbildungen der Verbundfuge auf das typische Trag- sowie Verformungsverhalten abgeklärt werden. Ziel der Untersuchungen ist es, somit einen Überblick über die in der Verbundfuge jeweils aufnehmbaren Beanspruchungen sowie die erzielbaren Verbundfugensteifigkeiten zu erhalten. Die wichtigsten betrachteten Versuchsparameter sind dabei die unterschiedlichen konstruktiven Verbundfugenausführungen, wie die höhenversetzte Anordnung und die Variation des Abstandes der Brettlamellen. Weiterhin werden zum Vergleich Verbundfugenausbildungen mit mechanischen Verbindungsmitteln wie z. B. SFS- respektive Timco-Schrauben untersucht. Bei Wandelementen erfolgt, infolge des aus der Aufnahme der horizontalen Lasten entstehenden umlaufenden Schubflusses, eine Beanspruchung der Verbundfuge sowohl parallel als auch senkrecht zur Faserrichtung der Brettlamellen. Darüber hinaus können derartige kombinierte Verbundfugenbeanspruchungen auch im Zuge der Transport- und Montagezustände entstehen.

2.2 Übersicht zu den durchgeführten Scherversuchen



2.3 Verbundprobekörper

2.3.1 Material

Die Verbundprobekörper für die Scherversuche wurden jeweils aus abgelagerten Nadelholz-Brettlamellen mit einer Dicke von ca. 40 mm hergestellt. Die gemessene Holzfeuchte von ca. 12 % entsprach dabei in etwa der Gleichgewichtsholzfeuchte im Innenklima. Die Länge und Breite der Lamellen der Versuchserien variierten entsprechend der jeweiligen an die Belastungsrichtung angepassten Probekörperabmessungen. Die Lamellenoberflächen wurden sägerau belassen, da auch in der Baupraxis bei solchen Bauteilen i.d.R. zunächst keine weitere Bearbeitung oder Behandlung erfolgt. Als mineralische Deckschicht kam ein Calciumsulfat-Fließestrich vom Typ Maxit Plan 486 AE 20 zur Anwendung. Dabei handelt es sich um einen Werk trockenmörtel mit einer Körnung von 0 – 2 mm.

Bei den verwendeten Fasern handelte es sich um Glas-, Holz- und Bambusfasern. Die Glasfasern vom Typ Supra Tex CEM-FIL HP 12 stammen von der Firma SAINT-GOBAIN-VEROTEX und haben eine Länge von 12 mm. Bei den Holzfasern handelt es sich um Reststoffe aus Hackgut/Spänen aus dem Sägewerk „Klausner Holz Thüringen“ in Saalburg-Ebersdorf. Der Durchmesser der unbehandelten Fichte- bzw. Kieferspäne betrug ca. 3 mm und die Länge bis zu 20 mm. Die Bambusfasern der Sorte „Dendrocalamus membranaceus“ besitzen eine Länge von 10 – 20 mm, eine Schüttdichte von $0,185 \text{ g/cm}^3$ und wurden von der Firma PMG Geotex GmbH aus Chemnitz bereitgestellt.

Bei Baustoffuntersuchungen im Vorfeld konnte festgestellt werden, dass Faserzugabemengen von maximal $5,0 \text{ kg/m}^3$ zu den besten Estrich-Festigkeitswerten führten. Aus diesem Grund wurden für die Verbundprobekörper, bei welchen faserbewehrter Estrich zum Einsatz kam, eine Fasermenge von $5,0 \text{ kg/m}^3$ zugegeben.

2.3.2 Geometrie

Das Zusammenfügen der einzelnen Brettlamellen zu einem Brettstapelprobekörper erfolgte durch Zusammenspannen mittels Stahlgewindestäben. Wie schon in der Übersicht 2.2 dargestellt, wurde durch seitliche alternierende Ausfräsungen in den vorstehenden Brettlamellenflanken zusätzliche in Brett längsrichtung eine formschlüssige Scherverbindung mit dem Estrich hergestellt. Damit erfolgte zum einen der Verbund über die mittels Lamellenversatz ausgebildete Verbundfugenprofilierung, zum anderen bei den Probekörpern mit ebenen, sägerauen Verbundfugen mit den vorgenannten Spezialschrauben. Bei den Probekörperserien SV-1.1 kann aufgrund der analogen Probekörperabmessungen ein direkter Vergleich mit den Ergebnissen vorangegangener Forschungsvorhaben der Professur Holz- und Mauerwerksbau (LEHMANN 2004) vorgenommen werden. Da bei diesen Untersuchungen ebenfalls bereits Scherprobekörper ohne Fasern sowie einige wenige mit Glas- bzw. Holzfasern hergestellt wurden, können die jeweils erzielten Versuchsergebnisse sehr gut miteinander verglichen werden.

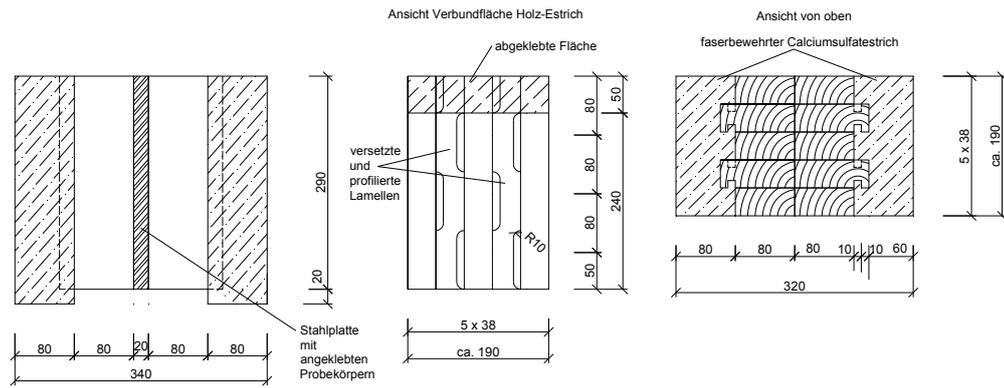


Abb. 3 Probekörperabmessungen der Variante SV-1.1

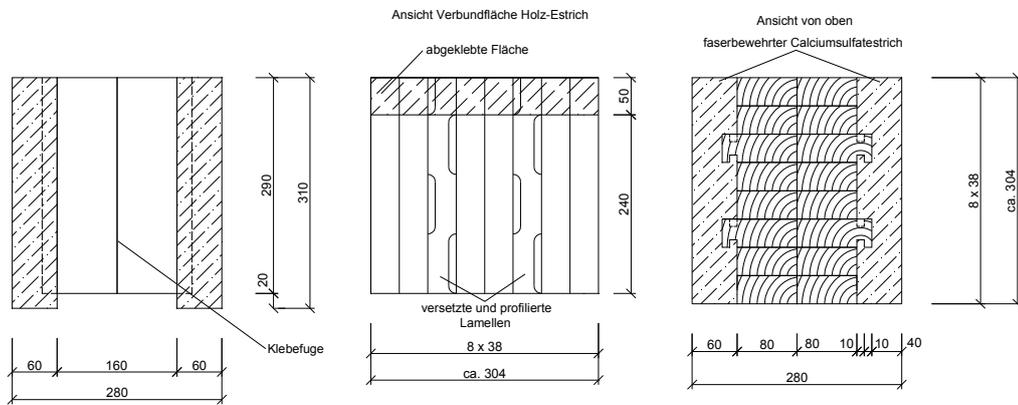


Abb. 4 Probekörperabmessungen der Variante SV-1.2

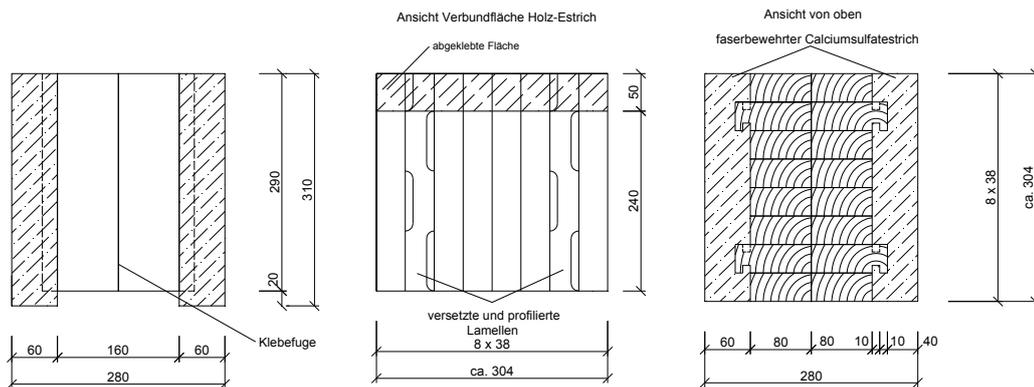


Abb. 5 Probekörperabmessungen der Variante SV-1.3

Bei den Probekörperserien SV-1.2 und SV-1.3 wiesen die herausstehenden Lamellen ebenfalls seitliche Ausfräsungen auf. Der Abstand der versetzten und profilierten Holzlamellen betrug 2 bzw. 4 Lamellen. Um bei den Versuchsserien SV-1.1, SV-1.2 und SV-1.3 mit den versetzten Lamellen eine ausreichende Vorholzlänge zu gewährleisten, wurden in Probekörperlängsrichtung die „oberen“ 5 cm mit Klebeband abgeklebt (siehe Abbildung). Durch diese planmäßige Störung des Haftverbundes sollte eine wirksame Vorholzlänge für die seitlichen Ausfräsungen sichergestellt werden. Unter SV-1.4 wurde der Verbund mittels SFS-Schrauben untersucht. Neben der Unterscheidung der Verwendung einer Trennlage bzw. keiner Trennlage zwischen dem Holz und dem Calciumsulfatestrich wurden Proben ohne Fasern, mit Holz- und mit Bambusfasern hergestellt. Die Anordnung der Schrauben ist in der Abbildung dargestellt. Infolge einer Scherbeanspruchung der Verbundfuge werden die Schrauben entsprechend ihrer Neigungsrichtung zur Verbundfuge axial auf Druck respektive Zug beansprucht.

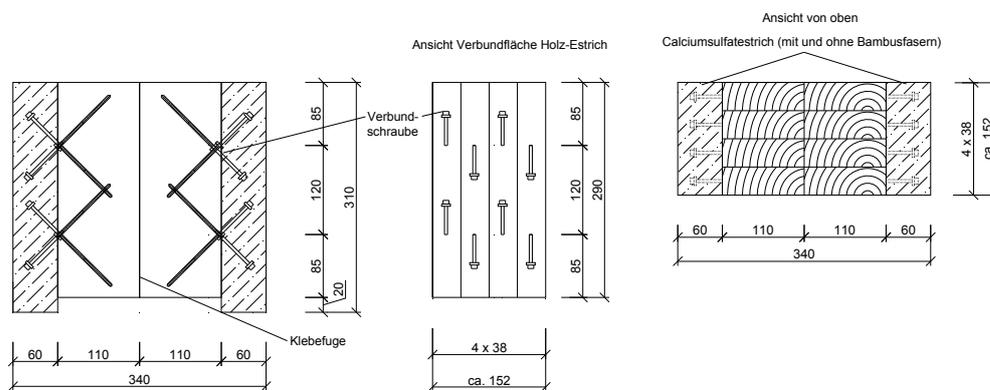


Abb. 6 Probekörperabmessungen der Variante 1.4

Bei den Probekörpern mit der Serienbezeichnung SV-1.5 wurden die Timco-Schrauben in nur einer Orientierungsrichtung geneigt im Winkel von ca. 45° eingebaut, so dass diese somit nur auf Herausziehen in Schraubenachtsrichtung beansprucht wurden. Zwischen dem Estrich und dem Holz befand sich generell eine Trennlage aus PE-Folie und es erfolgt eine Unterscheidung in Probekörper mit und ohne Holzfasernzugabe beim Estrich. Bei den Proben, welche quer zur Brettlamellenrichtung belastet wurden, erfolgte die Unterscheidung nach der Anzahl der versetzten Lamellen. Die Probekörperserien 2.1 hatten eine und die Probenserien 2.2 jeweils zwei höhenversetzte Lamellen.

2.3.3 Bezeichnung

Die Bezeichnung der Scherprobekörper erfolgte mit dem folgenden Abkürzungsschema:

SV-1.1-oF-mT-n

Bezeichnung der Versuche	Versuchsserie	Faserwahl	Unterscheidung bei 1.4	fortlaufende Nummerierung
Scher Versuche	siehe Übersicht 2.2	oF – ohne Fasern	oT – ohne Trennlage mT – mit Trennlage	je Serie 1 ... 3
		GF - GlasFasern		
		HF - HolzFasern		
		BF - BambusFasern		

2.3.4 Herstellung und Lagerung

An die aus einzelnen Brettlamellen mittels eingezogener Gewindestäbe zu Brettstapelprobekörpern verschraubten Holzprobekörperrohlinge wurde für das Aufbringen der Estrichdeckschicht eine umlaufende Schalung aus mit einem Trennmittel behandelten OSB-Platten angebracht. Bis zur Herstellung der Estrichdeckschicht erfolgte eine Lagerung bei ca. 22 °C und ca. 30 % relativer Luftfeuchte im Versuchslabor. Die Estrichherstellung erfolgte entsprechend den Herstellerangaben mit einer Werk trockenmischung. Der fertigen Trockenmörtel-Sackware wurde zunächst 15 % Wasser sowie zum Schluss die Fasern mit einer elektrischen Rührmaschine untergemischt. Augenscheinlich wurde dabei auf eine homogene Verteilung der Fasern im Estrich geachtet. Es bildeten sich keine Klumpen oder Faserballungen. Die Konsistenz aller Mischungen war fließfähig. Um auch ein gutes Verfüllen der seitlichen Lamellenprofilierungen sicherzustellen, erfolgte das Stochern mit einer Kelle.

Zum Zeitpunkt der Herstellung der Probekörper SV-1.1 betrug die Temperatur ca. 17 °C und die Luftfeuchte lag bei ca. 55 %, bei den Probekörpern SV-1.2, SV-1.3, SV-2.1 und SV-2.2 herrschten nur ca. 7 °C und bei leichtem Sprühregen lag die Luftfeuchte bei ca. 95 %. Unmittelbar nach der Herstellung wurden alle Probekörperoberflächen mit einer Folie abgedeckt. Vier Tage nach der Herstellung wurde die Schalung entfernt. Dabei musste festgestellt werden, dass bei einigen Proben feine Risse im Estrich über den vorstehenden Lamellen zu erkennen waren. Bei der Probekörperserie 2.1 war in Querrichtung des Brettstapels ein verbiegen des Holzprobekörpers feststellbar, so dass sich die Verbundfuge ausgehend von der mittigen hochstehenden Brettlamelle hin zu den Längsrändern zunehmend öffnete.

Die Lagerung zur Aushärtung des Estrichs erfolgte über einen Zeitraum von mindestens 28 Tagen bei ca. 21 °C und ca. 30 % relativer Luftfeuchte in der Versuchshalle. Der Boden unter den Paletten mit den Probekörpern wurde in unregelmäßigen Abständen befeuchtet. Sämtliche Probekörper der Serien SV-1.4 und SV-1.5 wurden in der Versuchshalle mit Estrich versehen. Die Umgebungsbedingungen betrug ca. 22 °C bei ca. 30 % relative Luftfeuchtigkeit. Direkt nach der Herstellung erfolgte ebenfalls die Abdeckung mit einer Folie und innerhalb der ersten Lagerungswoche wurden die Proben 2 - 3-mal mit Wasser besprüht. Ansonsten erfolgte die Lagerung unter den gleichen Bedingungen wie bei den anderen Probenserien. Das nicht steuerbare, sehr trockene Raumklima in der Versuchshalle verursachte trotz der zuvor geschilderten Befeuchtungsmaßnahmen bei den Probekörpern einen relativ schnellen Austrocknungsprozess, so dass die an der Schnittstelle vom Holz zum Estrich zu beobachtenden Riss- und Fugenausbildungen teilweise darauf zurückzuführen sind.

Feuchteverhalten

Während des Lagerzeitraumes verstärkten sich die anfangs an den Probekörpern beobachteten Auswirkungen zusehends. Dies zeigte sich daran, dass vielfach Fugen zwischen dem Calciumsulfatestrich und den Holzlamellen auftraten. Je weiter die Abstände der versetzten und herausstehenden Lamellen waren, je mehr „hob“ der Estrich ab und es bildeten sich klaffende Fugen von bis zu 4 mm. Weiterhin kam es ausgehend von den Außenkanten der hochstehenden (versetzten) Lamellen zu Spannungsrissen im Estrich (siehe Abbildungen).

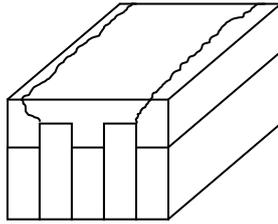


Abb. 7 Spannungsrisse an Probekörper

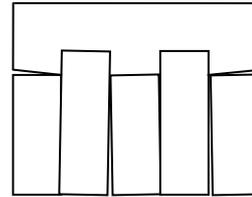


Abb. 8 Verwerfungen der Holzlamellen und klaffende Fuge zwischen Estrich und Holz

Bei der Versuchsreihe SV-2.1-HF waren die Verformungen der Brettschichtlamellen auf Grund der Feuchte besonders gravierend und wirkten sich nachhaltig auf die Geometrie der Probekörper aus. Wie in der unteren Abbildung ersichtlich, stellten sich bei nahezu allen Probekörpern dieser Serie Verformungen und Verwerfungen des Holzes ein.

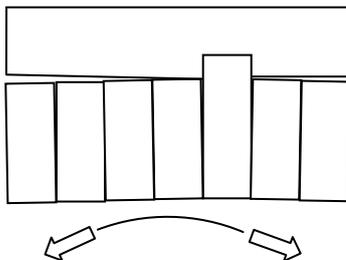


Abb. 9 Verformungen durch Feuchtigkeit eines halben Probekörpers der Versuchsserie SV-2.1-HF

Zurückzuführen sind diese Verformungen auf das auf der Aufnahme des überschüssigen Anmachwassers basierende Holzquellen. Schon beim Aufbringen des Estrichs wird ein Teil des Wassers sofort vom Holz aufgenommen. Da Holz vor allem in radialer und tangentialer Richtung schwindet bzw. quillt, liegt auf Grund der Probengeometrie die Hauptverformungsrichtung in einer Ebene mit der Verbundzone Holz-Estrich. Durch den erhöhten Wasserverlust bindet der Estrich relativ rasch ab und erhärtet. Das Holz wiederum speichert die Feuchtigkeit und gibt sie nur langsam wieder ab. Bei der damit verbundenen Rücktrocknung kommt es zum Schwinden des Holzes und es bauen sich Spannungen zwischen dem Holz und dem Estrich auf, welche wiederum zu Verwerfungen und zum Verziehen der Holzlamellen führen und teilweise klaffende Fugen zwischen dem Estrich und dem Holz von bis zu 4 – 5 mm entstehen lassen. Speziell bei der Serie SV-2.1-HF wirkte sich begünstigend aus, dass nur eine versetzte Lamelle vorhanden war. Diese „hielt“ oftmals den Estrich am Holz.

Es ist daher anzunehmen, dass die Verbundwirkung zwischen Holz und Estrich fast ausschließlich über die „Klemmwirkung“ der versetzten, mit den Ausfräsungen versehenen Lamellen zustande kam. Diese Vermutung wird durch die an Probekörpern mit ebener Verbundfuge durchgeführten Vorversuche bestätigt. Bei diesen bereits zuvor beschriebenen Scherversuchen wurden teils kaum messbare Scherkräfte registriert.

2.4 Messtechnik

Die im Scherversuch aufgebrachte Last wurde einerseits mit der zur Ausrüstung der Prüfmaschine ZD-40 gehörenden Kraftmessdose (400 kN) sowie zusätzlich mit einer weitere Kraftmessdose mit 100 kN bzw. 200 kN, welche zwischen der Kalotte der Prüfmaschine und der lastverteilenden Stahlplatte positioniert wurde, gemessen. Die Erfassung des Traversenweges erfolgt ebenfalls über die Prüfmaschine. Zur Aufzeichnung der relativen Verschiebungen in den Verbundfugen, wurden an der Vorder- und Rückseite je 2 induktive Wegaufnehmer der Kategorie IWT 20 angebracht (siehe Abbildung).

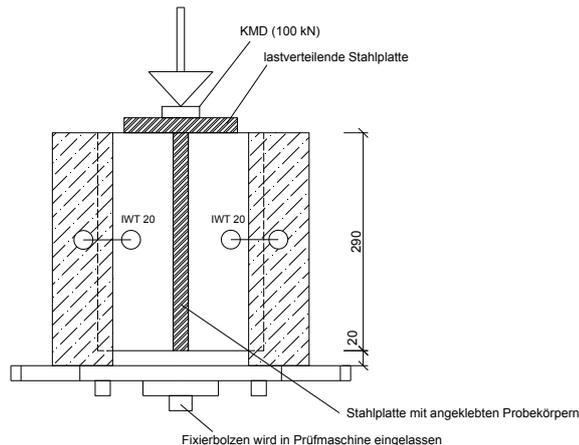


Abb. 10 Messtechnik an Probekörper

2.5 Versuchsdurchführung

2.5.1 Probenfixierung

Zur Gewährleistung einer über die gesamte Probenlänge kontinuierlichen Kräfteinleitung, sind mit Ausnahme der Versuchsserien SV-1.4 und SV-1.5 alle Probekörper mittels ankleben an eine Stahlplatte zu einem sogenannten „Push-Out“-Versuchskörper zusammengefügt worden. Beim Kleber handelte es sich um ein 2-Komponenten- Epoxydharzsystem mit der Bezeichnung StoPox SK 41 mit einem Mischungsverhältnis der Komponenten A zu B mit 4:1. Bei dieser Vorgehensweise ist eine geringe Maßabweichung bei der Herstellung nicht vollständig auszuschließen, so dass insbesondere hinsichtlich der rechtwinkligen Orientierung der unteren Probekörperaufstandsflächen zur Krafrichtung geringe Toleranzen auftreten können. Um ein aus solchen Toleranzen resultierendes vorzeitiges Versagen einer Scherfuge weitestgehend auszuschließen wurde die in nachstehender Abbildung zu entnehmende Fixierung des Probekörpers in der Prüfmaschine erforderlich. Für die Befestigung wurden Fuß- und Kopfpunktfixierungen vorgesehen. Auf der stählernen Grundplatte sind U-Profile (U50) befestigt, welche mit diagonalen Gewindestangen mit den am Kopf befindlichen U-Profilen verschraubt waren. Zusätzlich erfolgte eine Lagesicherung der oberen Profile mit Abstandshölzern und horizontalen Gewindestangen vor und hinter den Probekörpern (siehe Abbildung).

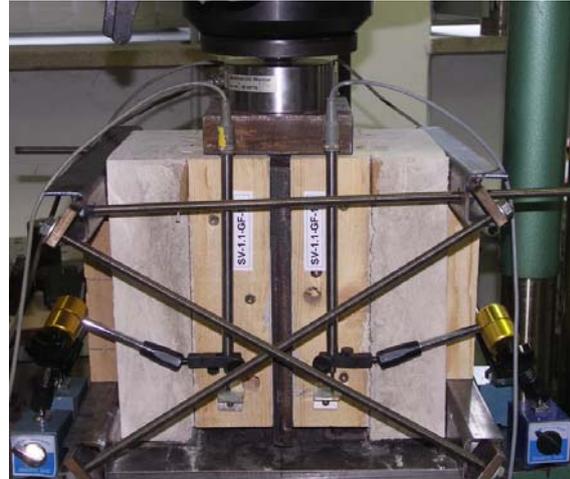
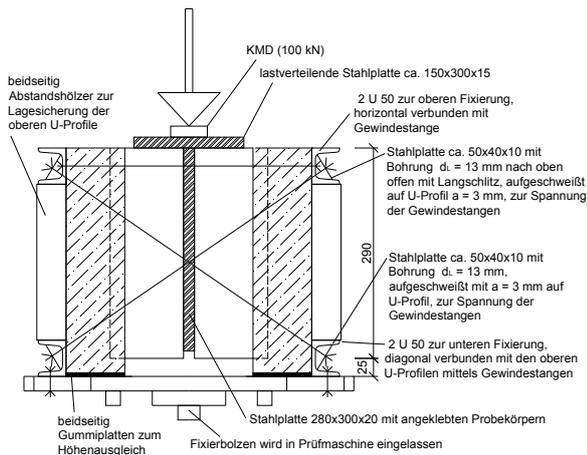


Abb. 11 Probekörperfixierung im Push-Out-Versuch

2.5.2 Lastregime

Aus Versuchen mit ähnlichen Probekörpergeometrien und Materialien wurde die zu erwartende Höchstlast auf ca. 100 kN abgeschätzt. Die Prüfung wurde in Anlehnung an die DIN EN 26891 „Holzbauwerke: Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens“ durchgeführt. Die Belastung erfolgte weggesteuert und mit einer Geschwindigkeit von 2 mm/min (entspricht 0,033 mm/s). Beim vollständigen Versagen der Probekörper bzw. nach einem Verschiebungsweg von maximal ca. 20 mm wurden die Versuche beendet. In den meisten Fällen erfolgte ein Abbruch der Versuche bei einer Verschiebung von ca. 16 mm, da sich die Brettlamellen dann unmittelbar vor der Ausgleichsgummiunterlage der Estrichaufstandsflächen befanden.

2.6 Versuchsauswertung

2.6.1 Vergleich mit vorangegangenen Arbeiten

In der Arbeit von LEHMANN (2004) erfolgten bereits erste Untersuchungen an Verbundbauteilen aus Brettlamellen mit verschiedenen mineralischen Deckschichten. Die Probekörpergeometrie entsprach dabei u. a. denen der Versuchsserie SV-1.1. Der Vergleich mit der aktuell durchgeführten Versuchsserie SV-1.1 lässt Rückschlüsse bezüglich der Einordnung der Ergebnisse zu und veranschaulicht die Größenverhältnisse. Im Gegensatz zu Lehmann, welcher die Belastung mittels „Slip-Block-Versuchen“ aufbrachte, erfolgten hierbei „Push-Out-Versuche“. Die unterschiedliche Belastungsart kann Ursache für die eindeutigen Differenzen im Diagramm mit den maximal aufnehmbaren Kräften sein. Während der „Push-Out-Versuche“ kam es grundsätzlich nie zum gleichzeitigen Versagen von beiden Scherflächen. Da wegen den geringfügig aufgetretenen Probekörperungenauigkeiten zwischen der Kraftmessdose und den Proben eine Kugelkalotte eingebaut war, um einen Ausgleich zu ermöglichen, hatte das Versagen an der weniger belastbaren Scherfuge die Schiefstellung des Versuchskörpers zur Folge. Nach diesem Versagen und der Schrägstellung erfolgte ein abermaliger Kraftaufbau bis zum Bruch in der zweiten Verbundfuge. Bei den Schubspannungen liegen die Werte in guter Relation zueinander.

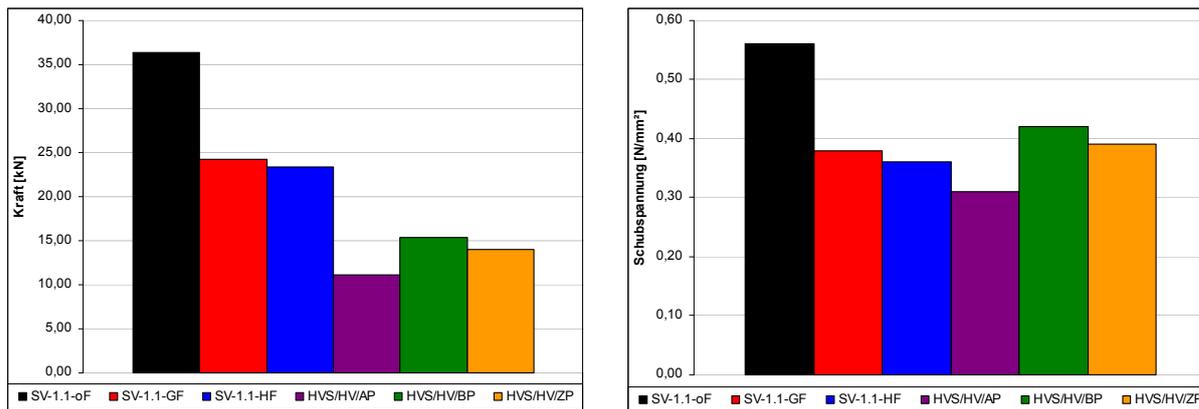


Abb. 12 Vergleich der max. Kräfte und Schubspannungen der Serie SV-1.1 mit vorangegangenen Arbeiten

Die Probekörperserien HVS/HV/AP, HVS/HV/BP und HVS/HV/ZP sind der Arbeit von LEHMANN entnommen und besitzen die gleichen Probekörpergeometrien wie die Versuchsserie SV-1.1. Als mineralische Deckschicht fanden Anhydrit-Fließestrich (HVS/HV/AP), Normalbeton C20/25 (HVS/HV/BP) und handelsüblicher Zementestrich (HVS/HV/ZP) Anwendung.

Die detaillierten Beschreibungen der Versuchsverläufe aller Prüfserien mit den zugehörigen Werten der maximalen Bruchkräfte und Schubspannungen sowie den Diagrammen befinden sich im Anhang A 2.

2.6.2 Scherbeanspruchung parallel zu den Brettlamellen – Verbundfuge mit Lamellenversatz

Vorbemerkungen

Bei den Versuchsserien SV-1.1-oF, SV-1.1-GF, SV-1.1-HF, SV-1.2-HF und SV-1.3-HF erfolgte die Scherbeanspruchung in paralleler Richtung zu den Brettlamellen. Während des Versuchsverlaufes der ersten Probenserie traten Probleme an der Steuereinheit der Prüfmaschine auf, so dass eine differenziertere Einschätzung der Auswirkungen erst nach der Auswertung weiterer Versuchsserien vorgenommen werden kann. Bei den im Vorfeld vorgenommenen rein baustofflichen Untersuchungen zu den Eigenschaften des Calciumsulfatestrichs erzielten Proben ohne Faserzusätze teilweise die günstigsten Festigkeitswerte.

Auswertung

In den unteren Diagrammen sind die maximalen Werte der Scherkräfte und die Verbundspannungen der Versuchsserien zusammengestellt. Für deren Berechnung wurde die reelle Schubfläche, also die abgewinkelte Verbundfläche zwischen Holz und Estrich, zugrunde gelegt. Generell stieg bei allen Serien zu Versuchsbeginn die Spannung relativ schnell und konstant an. Bei der Serie SV-1.1-oF traten einige Lastabfälle auf, die auf das reiverschlussartige stufenweise Versagen der einzelnen „Estrich-Nocken“ in den Profilausfräsungen der versetzten Lamellen zurückzuführen sind. Anschließend baute sich die Spannung infolge der Reibung in den rauen Bruchflächen der Nocken wieder auf und nach dem Erreichen der Maximalkraft erfolgte ein zügiger Spannungsabfall, welcher sich

anschließend stabilisierte, was auf die Reibung zwischen dem Estrich und der rauen Holzoberfläche zurückzuführen war. Im Gegensatz dazu haben zwar die Serien SV-1.1-GF und SV-1.1-HF geringere Maximalspannungen, aber einen sehr kontinuierlichen Verlauf ohne Lastabfälle. Die Glas- und vor allem die Holzfasern wirkten rissüberbrückend und verteilten die Zwängungsspannungen gleichmäßig in der Estrichmatrix. Der Verlauf der Kraft-Weg-Diagramme ist sehr gleichmäßig, es traten praktisch keine Lastabfälle auf und nach dem Erreichen der Maximalspannung kam es nur zu einer sehr langsam verlaufenden relativ geringen Entfestigung. Bis zu einem Verschiebungsweg von ca. 12 mm war nur ein geringes Absinken der offenbar weitgehend auf die Reibung zurückzuführenden Verbundspannung zu beobachten.

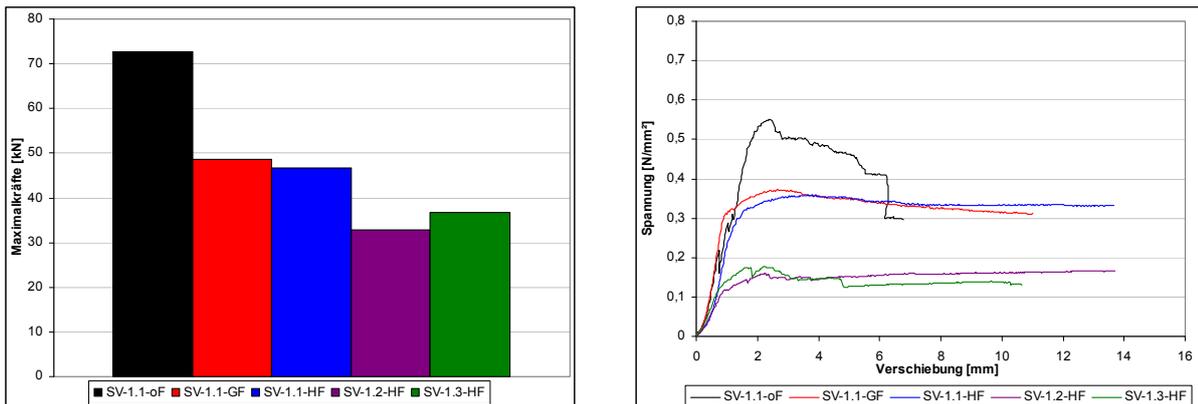


Abb. 13 Vergleich der Maximalkräfte und des Spannungsverlaufes der Serien SV-1.1, SV-1.2 und SV-1.3

Mittels der Versuchsserien SV-1.2 und SV-1.3 sollte hauptsächlich der Einfluss des Abstandes der vorstehenden Lamellen untersucht werden. Bei der Serie SV-1.2 betrug der Abstand vom Rand zu den versetzten Lamellen und auch zwischen den versetzten Lamellen jeweils zwei Brettstärken. Dahingegen betrug bei der Serie SV-1.3 der Abstand zum Rand eine bzw. untereinander vier Lamellen. Somit ergaben sich für die Reihe SV-1.3 ungünstigere Bedingungen bezüglich der Spannungsausbreitung, da die höhenversetzten Lamellen näher an den seitlichen Estrichrändern platziert waren. Die ermittelten Verbundspannungswerte lagen aber geringfügig über den Werten der Serie SV-1.2. Zum einen könnte dies an den bereits vorhandenen Schädigungen aus dem Trocknen der Probekörper gelegen haben, aber es ist auch ein direkter Zusammenhang mit den weiteren Abständen der versetzten Brettlamellen möglich.



Abb. 14 Serie SV-1.1 und SV-1.3 nach Belastung, Spannungsrisse oberhalb der versetzten Lamellen

Insgesamt kann aus dieser Versuchsreihe abgeleitet werden, dass sich die im Estrich enthaltenen Glas- und Holzfasern positiv auf das Gesamtgefüge auswirkten. Kantenabbrüche und stärkere Rissbildungen können bei der Untermischung von Fasern erfolgreich vermieden werden und selbst Spannungsrisse sind kaum zu verzeichnen gewesen. Bei einer entsprechend hohen Verschiebung sind die aufnehmbaren Schubspannungen bei den Serien SV-1.1-GF und SV-1.1-HF sogar höher als bei der Referenzserie SV-1.1-oF. Die anfangs erwähnten Probleme mit der Prüfmaschine hatten offensichtlich keinen negativen Einfluss auf die erzielten Ergebnisse.

2.6.3 Beanspruchung in Brett längsrichtung – Verbund mit Spezialschrauben

Vorbemerkung

Bei den Probekörperserien SV-1.4 und SV-1.5 wurden die jeweiligen Probekörper ohne Stahlplatte direkt aneinander geklebt. Anwendung fand dabei ein EP-Harz, welches mit Sand und Thixotropiermittel angemischt wurde. Da bei diesen Versuchsserien bedeutend höhere Belastungen notwendig waren, wurde statt der bisher eingesetzten 100 kN Kraftmessdose eine mit bis zu 200 kN Nennkraftaufnahme verwendet.

Auswertung

Die SFS-Schrauben waren entsprechend der Zulassung in der Wirkungsrichtung der Scherbelastung wechselseitig unter einem Winkel von 45° geneigt eingeschraubt, so dass in den Schrauben sowohl axiale Zug- als auch Druckkräfte auftraten. In der Abbildung sind die erreichten Maximalkräfte der Serien SV-1.4 und SV-1.5 im Vergleich dargestellt.

Gegenüber der Referenzserie SV-1.4-oF-oT zeichnete sich durch die Untermischung von Fasern aus Holz und Bambus keine Verbesserung hinsichtlich der maximalen Bruchkraft ab. Allerdings wirkten sich die Faserzugabe und die Anordnung der Verbundschrauben auf die Ergebnisse aus – so ist die gleichzeitige Belastung auf Druck und Zug ungünstig, da der Estrich bei Druckbelastung stark zum Ausbrechen neigt. Die auf Druck belasteten Schrauben wiesen eine geringe Estrichüberdeckung auf, so dass es zum Durchstanzversagen des Estrichs am Schraubenkopf kam. Auf Grund der hohen lokalen Schubbeanspruchung versagte der Estrich im Bereich des Schraubenkopfes. Bei weiter fortschreitender Einwirkung riss der Estrich völlig auf und zerfiel in kleine Bruchstücke. Durch die kegelförmige Spannungsausbreitung kam es zu einem großflächigen Versagen der Estrichschicht. Bei den auf Zug belasteten Schrauben zeigten sich keine derartigen Versagensmechanismen. Die Schrauben wurden aus dem Estrich herausgezogen und oberhalb der Schraubenköpfe bildeten sich kleine Hohlräume bzw. Fehlstellen.



Abb. 15 Serie SV-1.4 mit typischen Estrichabplatzungen

Weiterer wesentlicher Bestandteil der Untersuchungen war die Betrachtung der Verbundzone zwischen dem Holz und dem Estrich. Es fanden Versuche mit einer Trennlage in Form einer PE-Folie, aber auch ohne diese statt. Durch den Einsatz einer Trennschicht lagen die Bruchkräfte und die Schubspannungen erwartungsgemäß niedriger. Bei der Serie ohne Trennlage wurde die Bruchkraft um ca. 33 % gesteigert, was verdeutlicht, dass sich auch zwischen dem Estrich und der Holzoberfläche eine direkte Kraftübertragung, z. B. über Kontakt und Reibung einstellt. Die Untermischung von Holzfasern brachte nur bei einer Verwendung einer Trennschicht bessere Ergebnisse hervor, bei direktem Verbund war die Bruchkraft geringfügig niedriger. Der Einsatz von Holzfasern erhöhte zwar nicht die Bruchkräfte, aber in den Kraft-Verschiebungsdiagrammen zeigte sich ein eindeutig gleichmäßiger Verlauf, was sich durch die signifikant geringere Streuung der Versuchswerte bestätigte.

Im Vergleich mit den Holzfaserzugaben konnten mit der Bambusfaserzugabe keine Verbesserungen in Bezug auf die lokalen Versagensmechanismen erzielt werden. Vielmehr lagen die Versagenslasten und die daraus abgeleiteten Pseudo-Verbundschubspannungen deutlich unter denjenigen der Serien mit Holzfaserzugabe. Insofern stellen offenbar die Bambusfasern keine wirtschaftliche Alternative zur Holzfaserzugabe dar und werden daher für die nachfolgenden Untersuchungen insbesondere an großformatigen Wandelementen nicht mehr einbezogen.

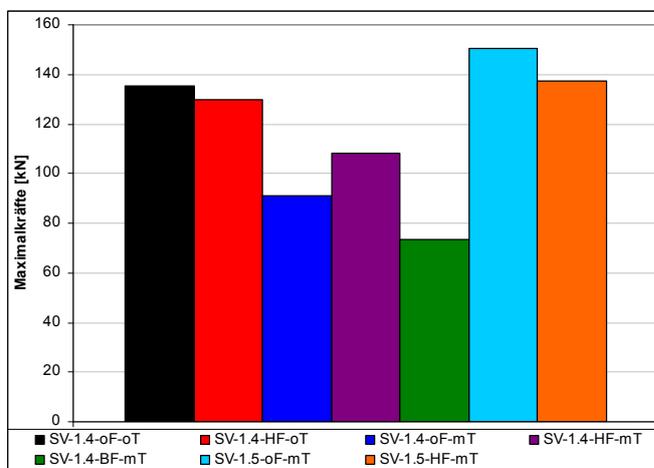


Abb. 16 Vergleich Maximalkräfte der Serien SV-1.4 und SV-1.5 (links) Fehlstellen oberhalb der Schrauben durch Zugbeanspruchung (rechts)

Anhand der Versuchsserie SV-1.5 sollte überprüft werden, ob bei einer reinen Belastung der Schrauben auf Zug bessere Ergebnisse erzielt werden können. Durch die Versuchsauswertung war zu erkennen, dass bedeutend höhere Kräfte sowie Spannungen übertragen wurden und es erfolgte eine erheblich geringere Zerstörung des Anhydritestrichs. Durch die relativ geringe Probenanzahl ließen sich aber kaum Rückschlüsse bezüglich der Wirkung der Faserbeimengung ziehen. Bei den Mischungen ohne Fasern lag ein Probenwert zwar höher, allerdings ergaben sich bei den Versuchen mit Holzfasern im Estrich geringere Zerfallserscheinungen.

Insgesamt ist aus den erhaltenen Untersuchungsergebnissen abzuleiten, dass bei einer derartigen Einbausituation und einer solchen Belastung die Verbundschrauben kaum für axiale Druck-, sondern eher für axiale Zugbeanspruchungen geeignet sind. Eine nochmalige Steigerung der Werte könnte möglich sein, wenn neben der Schraubenbelastung auf Zugkraft zusätzlich auf eine Trennlage verzichtet wird.

2.6.4 Scherbeanspruchung quer zu den Brettlamellen – Verbundfuge mit Lamellenversatz

Bei der Belastung quer zur Faser sollte im Wesentlichen untersucht werden, inwieweit der Abstand der versetzten Lamellen eine Rolle spielt bzw. welche Kräfte in horizontaler Richtung aufgenommen werden können. Praxisrelevant ist diese Art von Belastung beispielsweise beim umlaufenden Schubfluss, welcher durch horizontale Lasten entsteht oder infolge von Transport- und Montagezuständen.



Abb. 17 Versuchsserien SV-2.1 und SV-2.2 nach der Belastung mit erheblichen Verformungen

Bei der Probekörperherstellung kam es zu den bereits beschriebenen Problemen bezüglich der Feuchtigkeit und den Verformungen der Probekörper. Dadurch beruhte der Verbund zwischen dem Holz und Estrich lediglich auf den versetzten und alternierend ausgeklinkten Lamellen. Auf Grund der klaffenden Fugen konnte von keinem weiteren Verbund ausgegangen werden.

Die Bruchmechanismen bei diesen beiden Versuchsserien waren sehr ähnlich. Zuerst brach das Holz der versetzten Lamellen, teilweise entlang der Jahrringe. Danach löste sich dieser weggebrochene Teil und wurde auf Grund der hohen Querkzugbeanspruchung nach außen gedrückt, da auch der Estrich von den Oberkanten der versetzten Lamellen bis zur Außenkante durchgerissen war. Die unteren Estrichteile klappten nach außen und wurden nur durch die Fixierung der U-Profile und Gewindestangen gehalten. Bei den Versuchen mit der Belastung quer zur Ausrichtung der Brettlamellen konnten keine Reibungskräfte auftreten, da der Estrich stets vom Holz wegklaffte. Nach der Entlastung kam es teilweise zu starken Rückverformungen.

Die maximalen Bruchkräfte der Probekörperserien sind in der unteren Abbildung dargestellt.

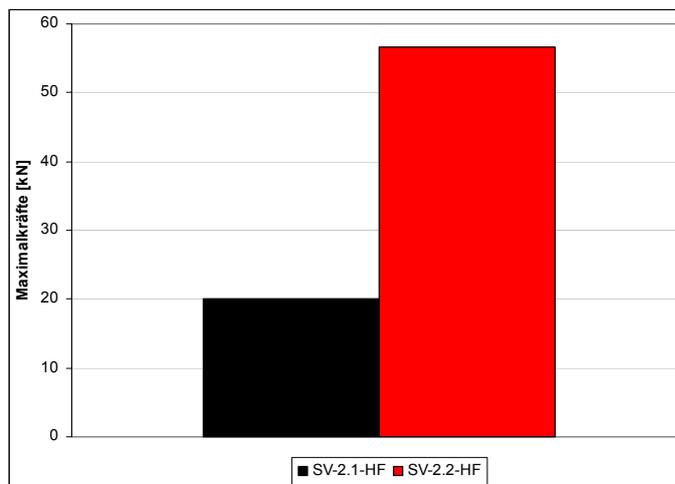


Abb. 18 Vergleich der Maximalkräfte bei den Serien 2.1-HF und 2.2-HF

Im Vergleich zur Serie SV-2.1-HF sind bei der Serie SV-2.2-HF bedeutend höhere Maximalkräfte erreicht worden. Zum einen lag das an den zwei versetzten Lamellen, allerdings ist auch die aufnehmbare Kraft pro Lamelle erheblich größer. Beim Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Diagramme (siehe Anhang A 2) ist erkennbar, dass bei SV-2.2-HF der Kraftanstieg steiler ausfällt, was mit der doppelten Anzahl versetzter Lamellen zu erklären ist. Die erkennbaren Lastabfälle verdeutlichen das jeweilige Versagen des Estrichs bzw. der Holzlamellen. Wie auch teilweise bei den Versuchen mit der Belastung in Faserrichtung stieg die aufnehmbare Kraft mit fortschreitender Verschiebung weiter an.

Die Versuche zeigten, dass sich der Estrich unter Belastung verkeilt und das Verbundbauteil Kräfte aufnehmen kann. Da der Verbund nur über die versetzten Lamellen realisiert wurde, können die erzielten Ergebnisse dahingehend gedeutet werden, dass die ermittelten Maximalkräfte als aufnehmbare Kraft pro Lamelle angesehen werden können.

2.7 Zusammenfassung

In Vorbereitung zu den experimentellen Orientierungsversuchen zum Trag- und Verformungsverhalten von Wand- und Deckenelementen wurden zunächst in Scherversuchen unterschiedliche Möglichkeiten der Ausführung, insbesondere hinsichtlich der mineralischen Deckschicht von Wand- und Deckenelementen sowie verschiedene Varianten des Verbundes zwischen dem Holz und der mineralischen Deckschicht, untersucht. Bei der Geometrie der Brettlamellen wurde dabei der Haftverbund zum Calciumsulfatestrich mit Hilfe höhenversetzter Lamellen, welche teils zusätzlich wechselseitig mit Formschlusselementen (Ausfräsungen) versehen waren oder über Verbundschrauben hergestellt und der Einfluss von verschiedenen Faserstoffen im Fließestrich ermittelt.

Beim Verbund mittels höhenversetzter Lamellen ergaben sich bei der Versuchsserie SV-1.1-HF die günstigsten Ergebnisse im Verbund- und Schubverhalten in Lamellenlängsrichtung. Jede zweite Lamelle wurde um ca. 2 cm höhenversetzt und mit wechselseitigen Ausfräsungen versehen, wodurch der aufgebrauchte Anhydrit-Fließestrich zusätzlich zum normalen Haftverbund mit der sägerauen Holzoberfläche eine formschlüssige Verzahnung einging. Diese Variante des hybriden Verbundbauteiles qualifiziert sich aufgrund der hohen übertragbaren Schubkräfte vor allem für den Einsatz bei hybriden Verbunddecken. Durch die Untermischung von Holzfasern konnte ein wesentlich homogenerer Spannungsverlauf mit deutlich weniger Lastabfällen und geringeren Zerfallserscheinungen erzielt werden.

Im Weiteren wurden mit Schubversuchen an quer zur Krafrichtung orientierten Brettlamellen auch die bei Aussteifungswänden horizontalen Kräfte als mögliche Einwirkung näher betrachtet. Erwartungsgemäß war die aufnehmbare Belastung bei Proben mit zwei höhenversetzten Lamellen wesentlich größer, als bei den Probekörpern mit nur einer herausstehenden Lamelle.

In vergleichenden Versuchen mit geeignet eingebrachten stoffförmigen Verbindungsmitteln konnten die besten Ergebnisse dann festgestellt werden, wenn die Belastung zu einer Zugkraft im Verbindungsmittel führte. Bei Druckbelastungen über die Schrauben auf den Estrich waren die Druckfestigkeiten des Anhydrits zu gering, was zu Rissen und dem anschließenden Zerfall des gesamten Estrichs führte. Durch die relativ geringe Schraubenkopfüberdeckung sind kegelförmige Ausbrüche aufgetreten, welche sich mittels Spannungsrissen untereinander verbanden und zum vollständigen Versagen der Estrichschicht führten. Die Anordnung einer Trennschicht zwischen den Baustoffen führte erwartungsgemäß zu geringeren Bruchkräften (ca. 33 % geringere Maximalkraft), da nur die Verbundschrauben den Kontakt zum Estrich herstellten. Die Differenz aus beiden Varianten bestätigt jedoch auch hier die hohe Wirksamkeit des direkten Verbundes zwischen Deckschicht und Holzoberfläche.

Da es sich bei den Scherproben um Orientierungsversuche handelte, konnten nicht alle Variationen betrachtet werden. Im Ergebnis der Untersuchungen war aber festzustellen, dass zwischen den Baustoffen Holz und Calciumsulfatestrich auch ohne zusätzliche Verbindungsmittel ein guter direkter Verbund bestand. Die Verwendung von Holzfasern in der mineralischen Deckschicht zu homogeneren Spannungsverläufen und einer positiven Beeinflussung des internen Wasserhaushaltes führte. Für den Einsatz an Verbundbauteilen konnten sich damit der direkte und somit starre Verbund sowie der Einsatz von Holzfasern herauskristallisieren.

3. Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von großformatigen Wandelementen

3.1 Problemstellung und Zielsetzung

Aufgrund der beim Naturprodukt Holz stets vorhandenen Streuungen der Materialeigenschaften liefern Bauteilversuche im Modellmaßstab meist keine realistischen Ergebnisse. Die Versuche an Wandbauteilen mit praxisnahen Abmessungen verfolgen daher den Zweck, den Einfluss der in Kapitel 1 und 2 vorgestellten, speziellen Untersuchungen für einige wichtige mechanische Eigenschaften auf das Tragverhalten sowie im Hinblick auf das somit zu erwartende synergetische Zusammenspiel am praxistauglichen hybriden Holzverbund-Wandelement zu verifizieren. Die nachfolgenden Untersuchungen sollen damit in diesem Kontext nicht nur detaillierte erste Aufschlüsse zum Trag- und Verformungsverhalten ganzer Wandbauteile liefern, sondern auch als Grundlagen für eine möglichst einfache, jedoch aussagekräftige, praxistaugliche Modellierung dienen. Ebenso sollen sie dazu beitragen, konstruktive Detailfragen und Anschlussausbildungen zu klären. Die Gegenüberstellung, respektive der Vergleich mit den Ergebnissen aus analogen Versuchen an Brettsperrholzwänden oder praxisüblichen, beplankten Wandtafeln der Holzrahmenbauweise, soll darüber hinaus zu einer realistischen ersten Einschätzung der Kapazität dieser neuen hybriden Holzverbundbauweise beitragen. Weiterhin sind auch unter dem Aspekt der Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit die Randbedingungen zur Vermeidung möglicher lokaler Schädigungen einzelner Funktionsschichten bzw. der Verbundzone experimentell zu überprüfen. Nicht zuletzt sollen mit den Ergebnissen dieser relativ aufwändigen Großversuche an Holzverbund-Wandscheiben die im Vorfeld vorgenommenen und parallel weitergeführten numerischen Simulationen überprüft und abgeglichen werden.

Zur Reduzierung von Entwicklungskosten sowie Steigerung der Effizienz wissenschaftlicher Forschungsarbeit werden heute in allen ingenieurtechnischen Disziplinen vorteilhaft numerische Simulationen als Werkzeug eingesetzt. Im Forschungsprojekt wurden daher neben der zur Beurteilung des Trag- und Verformungsverhalten von Wandelementen in Verbundbauweise notwendigen Durchführung und Auswertung von experimentellen Untersuchungen an Wandbauteilen mit praxisnahen Abmessungen auch rechnergestützte Simulationen mittels der Finite-Elemente-Methode durchgeführt. Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse der Bauteilversuche werden somit in Kapitel 3.7 für die numerischen Simulationen auch direkt zur Überprüfung deren Realitätsnähe und zu einer ersten orientierenden Kalibrierung der numerischen Simulationen herangezogen.

3.2 Versuchsrahmen

Für die Durchführung dieser Bauteilversuche war es nötig eine Versuchsanlage zu konzipieren, die ausreichend Platz für die Aufnahme großformatiger Wandelemente in Originalabmessungen bietet und vor allem eine realitätsnahe Belastung des Wandelements sicherstellt. Der im Rahmen des Forschungsvorhabens entwickelte Versuchsrahmen ermöglicht die Prüfung von Wandelementen mit einer maximalen Breite von 2,50 m, einer maximalen Dicke von 17,5 cm und Wandhöhen zwischen 1,90 m und 3,45 m. Die zu prüfenden Wandelemente können gleichzeitig sowohl vertikal als auch horizontal belastet werden. Hierbei repräsentiert die im Versuchsrahmen erzeugte statische Auflast, die Vertikallast einer typischen tragenden Aussteifungswand in mehrgeschossigen in Massivbauweise ausgeführten Gebäuden. Die im Versuch dynamisch mittels Hydraulikzylindern eingeleitete Horizontalkraft simuliert die Belastung infolge Wind- oder anderen Aussteifungsbeanspruchungen, welche bei diesen Gebäudetypen auftreten können.

Die auf das Wandelement einwirkende statische vertikale Belastung wird mittels eines Gewichtes über ein Hebelsystem erzeugt und mit Hilfe eines Lastverteilungsträgers gleichmäßig über die Wandlänge verteilt am Wandfußpunkt eingeleitet. Der Versuchsrahmen ist für eine über die Wandbreite eingeleitete maximale Gleichstreckenlast von bis zu ca. 150 kN/m ausgelegt. Eine kontinuierliche Verschraubung der Rähmhölzer am Wandkopf und -fuß mit dem jeweiligen stählernen Lastverteilungsbalken fixiert das Wandelement ähnlich der realen Einbausituation im Gebäude. Ebenfalls am Wandfuß, rechts und links der Wandlängsachse angeordnete horizontale Hydraulikzylinder ermöglichen die Einleitung von Horizontalkräften von bis zu 50 kN. Entsprechend der Konstruktion des Versuchsrahmens erfolgt wahlweise eine weg- oder kraftgesteuerte Horizontalverschiebung des Wandfußes in der Wandebene über die vorgenannten Hydraulikzylinder. Durch die spezielle Konstruktion der stählernen Lasteinleitungskonstruktion am Wandfuß können die vertikalen sowie horizontalen Verschiebungen des Wandfußes in der Wandebene in verschiedenen Weisen mit einer zugelassenen oder unterbundenen Verdrehung des Wandfußes kombiniert werden. Wie nachfolgend noch näher erörtert, werden die daraus resultierenden drei verschiedenen Verformungskombinationen des Wandfußes in einigen Veröffentlichungen (DUJIC et al. 2005, SCHÄDLE & BLASS 2008) als Mode A, B und C bezeichnet.

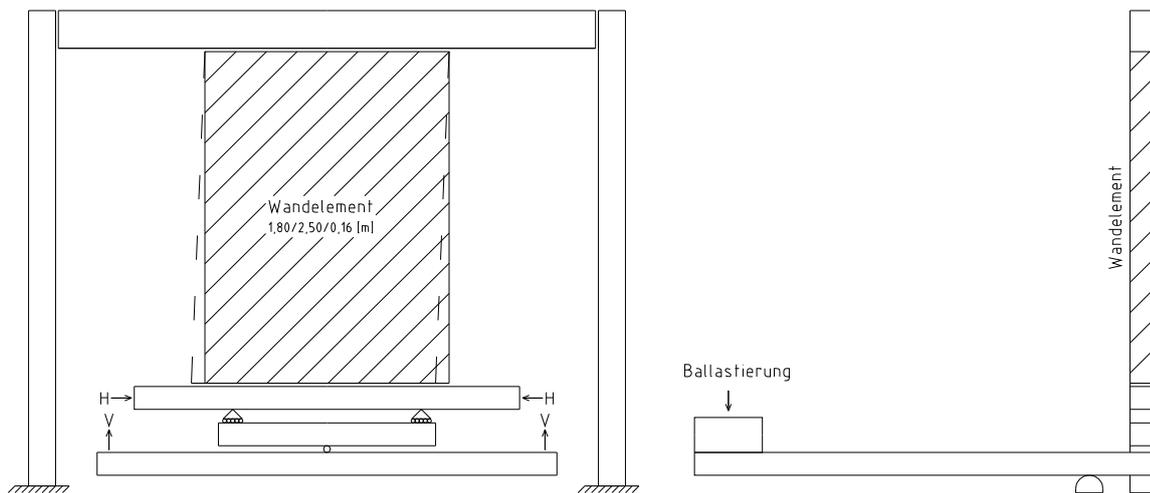


Abb. 19 Prinzipskizze

Für die Durchführung experimenteller Untersuchungen an Aussteifungswänden in Brettstapel-Bauweise mit mineralischer Deckschicht unter synchron einwirkenden Vertikal- sowie Horizontalbelastungen gibt es bisher weder nationale noch internationale Normen oder Festlegungen für die Versuchsgestaltung. Besonders die Fragen hinsichtlich der Wahl definierter, realistischer Einspannungs- bzw. Lagerungsbedingungen für derartige Wände werden in der Norm DIN EN 594:1996 nur unzureichend beantwortet. In diesem Zusammenhang geht es hier vor allem um die Erzeugung von realitätsnahen Lagerungsbedingungen für Wandscheibenelemente in Holz-, Holztafel- oder Holz-Verbund-Bauweise, die den Last- und Verformungsverhältnissen im Bauwerk entsprechen. Zur Beantwortung dieser Frage werden in der Fachliteratur drei Lagerungsfälle vorgestellt, welche die realen Beanspruchungszustände abbilden sollen (DUJIC et al. 2005, SCHÄDLE & BLASS 2008). Mit der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens entwickelten Versuchsanlage ist es möglich, jede dieser drei Einspannungszustände des Wandelements umzusetzen.

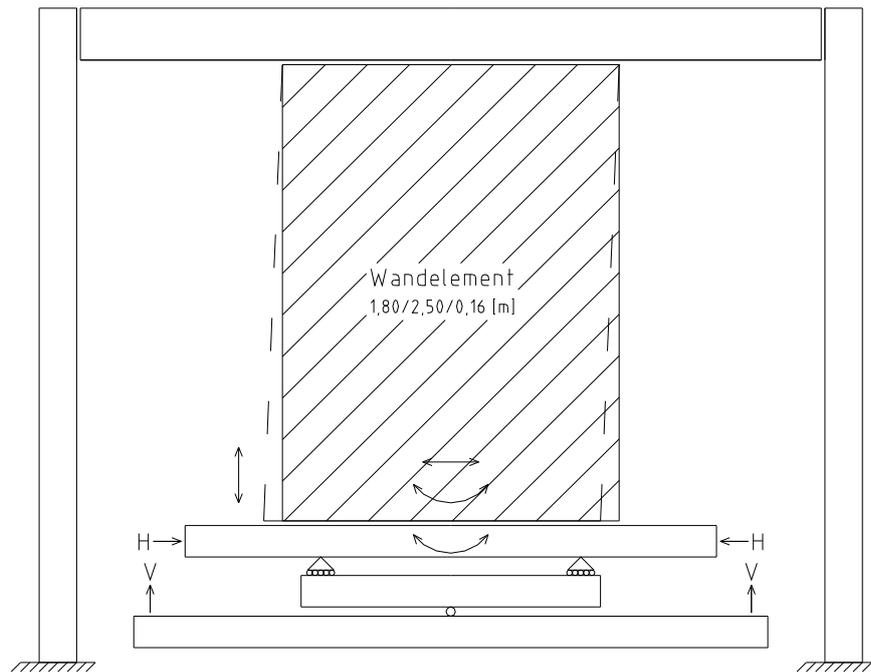


Abb. 20 Mode A – Dreh-Kipp-Mechanismus

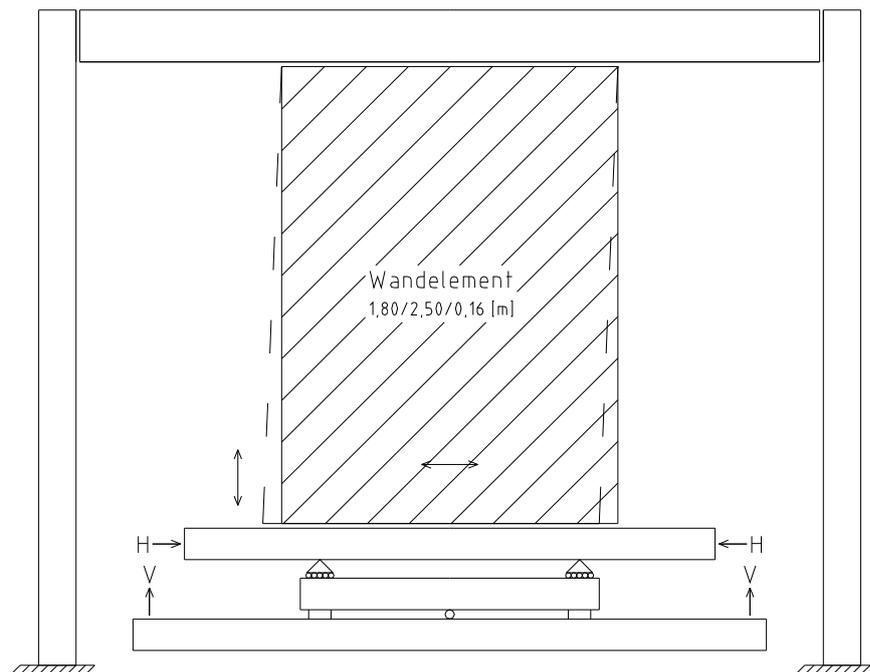


Abb. 21 Mode B – Eingeschränkte Einspannung der Wand

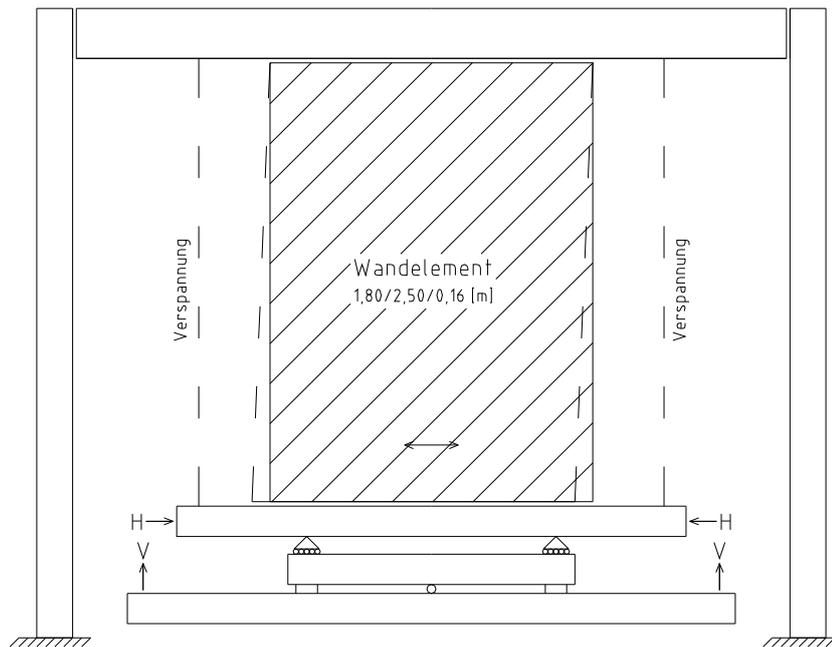


Abb. 22 Mode C – Starre Einspannung der Wand

Bei dem mit Mode A bezeichneten Dreh-Kipp-Mechanismus kann die Auflast durch ein Lastverteilungssystem trotz der Verformung der Wand konstant nachgeführt und aufgebracht werden. Folglich sind die Reaktionskräfte des Wandelementes die horizontale Verschiebung, die vertikale Verkürzung sowie die Verdrehung. Diese Art der Lagerung gestattet der Wand die größten Freiheitsgrade, wodurch bei einem Bruchversuch mit diesem Lagerungsfall die geringsten Traglasten für das Wandelement zu erwarten sind. Da dieser Lagerungsfall einerseits den ungünstigsten Beanspruchungszustand für das Wandelement darstellt und andererseits den in der Baupraxis auftretenden Verhältnissen häufig am nächsten kommt, wurden zunächst alle Versuche mit der Lagerungsbedingung Mode A durchgeführt.

Bei der eingeschränkten Einspannung der Wand (Mode B) wird durch ein Festsetzen des hinteren Lastverteilungsträgers eine Verdrehung der Auflast und somit eine Neigung der Wandaufstandsfläche. Als Freiheitsgrade stehen der Wand somit die horizontale Verschiebung sowie die vertikale Verkürzung unter Nachführung der Last zur Verfügung. In der Realität tritt dieser Fall auf, wenn die Schubtragfähigkeit einer Wand geringer ist als die Tragfähigkeit der Verankerung des Wandfußes.

Der Mode C (reiner Schubmode) stellt die starre Wandfuß einspannung des Wandelementes in den Versuchsrahmen dar, so dass sich der Wandfuß nur horizontal verschieben kann. Die weitere vertikale Verschiebung des Wandelementes wird nach der Einleitung der Vertikallast durch eine zusätzliche Verspannung unterbunden. Bei dieser Art der Lagerung erzielt man bei einem Bruchversuch die höchsten Versuchslasten. Ein in vertikaler Richtung hoch ausgelastetes sowie gut verankertes und sehr biegesteifes Wandelement stellt ein Praxisbeispiel für derartige Lagerungsbedingungen dar.

3.3 Wandprobekörper

3.3.1 Materialien

Das bei den durchgeführten Untersuchungen zum Tragverhalten hybrider Holzverbund-Wandelemente vorrangig zum Abtrag der vertikalen Lasten dienende Grundelement besteht bei allen Ausführungsvarianten aus Brettstapelelementen mit Hartholzdübeln (so genanntes Dübelholz). Diese Grundelemente bestehen aus sägerauen Nadelholz-Brett lamellen mit einer Dicke von ca. 40 mm und einer Länge von 2,50 m. Für die Herstellung der Brett lamellen wurde Fichtenholz der Sortierung S10 (Festigkeitsklasse C24) mit einer Feuchtigkeit $u \leq 15$ M-% eingesetzt. Die Verbindung der Brett lamellen untereinander erfolgt durch Hartholzdübel aus Buche. Bei der Herstellung werden die Brettelemente auf 19,5 mm gebohrt, die Buchendübel mit einem Durchmesser von 20 mm werden auf minimale Holzfeuchte getrocknet, wodurch sich der Durchmesser verringert. In diesem Zustand können sie mit Hydraulikpressen in die Bohrungen eingetrieben werden. Durch die sich danach einstellende Ausgleichsfeuchte quellen die Dübel wieder auf, so dass damit auch gleichzeitig eine elastische Einspannung der Dübel in die Bohrungen der Brett lamellen ausbildet.

Die hybriden Holzverbund-Wandelemente entstehen dann durch die anschließende Ergänzung der Brettstapelelemente mit einer ca. 4,5 cm starken mineralischen Deckschicht aus Anhydritestrich. Versuche aus vorangegangenen Forschungsprojekten (RAUTEN- STRAUCH et al. 2001, LEHMANN 2004) sowie die Scherversuche des aktuellen Projekts zeigten, dass der Anhydritestrich einen guten Verbund zur sägerauen Holzoberfläche eingeht. Aus technologischen Gründen werden jedoch weitere, den natürlichen Haftverbund verbessernde, Maßnahmen getroffen, welche dazu dienen sollen, die Estrichdeckschicht im Fertigungs- sowie Montagezustand und insbesondere im Verlauf der Nutzung des hybriden Wandbauteils im Bauwerk in ihrer Lage zu sichern. Als mineralische Deckschicht kommt ein Calciumsulfat-Fließestrich vom Typ Floor 4490 (CAF C25-F5) als Siloware der Firma Maxit zur Anwendung. Dabei handelt es sich um einen Werk trockenmörtel mit einer Körnung von 0 – 4 mm. Für eine Faserzugabe zum Anhydritestrich wurden Holzfasern bzw. Hobelspäne aus dem Sägewerk „Klausner Holz Thüringen“ aus Saalburg-Ebersdorf eingesetzt. Die Baustoffuntersuchungen im Vorfeld ergaben, dass Faserzugabemengen mit einer Dosierung von maximal 5,0 kg/m³ zu Festigkeitskennwerten führten, welche den Anforderungen des hier vorliegenden Anwendungsfalles am besten entsprachen.

3.3.2 Aufbau und Geometrie

Die untersuchten Wandelemente besaßen alle die gleichen äußeren Abmessungen von 2,50 m x 1,80 m, um den direkten Vergleich wesentlicher Kennwerte aller untersuchten Ausführungsvarianten zu ermöglichen. Alle Brettstapel-Elemente ohne eine Profilierung der Verbundebene bestehen aus insgesamt 45 Lamellen, die jeweils 4 cm breit und 10 cm hoch sind. Differenzierungen sind lediglich bei der Verteilung der Dübel vorgenommen worden. Die Hartholzdübel, welche die Verbindung der Brett lamellen untereinander sicherstellen, sind zum einen in gleichmäßigem Abstand über die Höhe verteilt, zum anderen konzentriert am Kopf und Fuß der Brettstapel-Wandelemente vorgesehen. Jedes Element wurde mit insgesamt acht Dübelreihen über die Wandhöhe versehen. Handelsüblich ist ein gleichmäßiger Dübelabstand von ca. 30 cm über die Elementlänge. Bei den so genannten modifizierten Elementen wurden je vier Dübelreihen am Wandkopf und -fuß mit einem Abstand von nur 20 cm konzentriert, so dass im mittleren Wandhöhenbereich die Verdübelung fehlte. Diese Variation der Ausführung der Brettstapelelemente sollte eine Abschätzung der Auswirkung einer Konzentration der Verdübelung in den Bereichen mit höheren Schubkräften, welche aus der Aufnahme horizontaler Aussteifungslasten aus einem späteren „Beplankungseffekt“ resultieren, ermöglichen.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens konnten, trotz der experimentell sehr aufwändigen Versuchsdurchführungen, insgesamt 16 Wandelemente mit teils unterschiedlichen Ausführungsmerkmalen, welche in insgesamt 7 Kategorien separiert sind, detailliert untersucht werden. Um stets auch die Wirkung der Anhydritdeckschicht auf das Wandtragverhalten insgesamt sowie insbesondere auf die Wandsteifigkeit unter Horizontallasteinwirkung eindeutig erfassen zu können, war es notwendig alle Wandausführungen sowohl im Rohzustand ohne mineralische Deckschicht als auch im Endzustand mit Anhydritdeckschicht zu testen. Dies erforderte den mehrfachen, jeweils an sich schon sehr aufwändigen, Ein- und Ausbau in den Wandversuchsstand. Motiviert durch die unerwartet positiven Ergebnisse bereits der ersten Versuche wurden auch verschiedene an den rohen Brettstapelelementen vorgenommene Modifikationen untersucht, um damit auch erste Anhaltswerte für die Beurteilung der Effizienz verschiedener „Tuning“-Maßnahmen zu gewinnen. Insbesondere können hierdurch auch die zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit der hybriden Verbundelemente vorrangig zur Verbesserung der Verbundwirkung zwischen Brettstapel und Deckschicht vorgenommenen Modifikationen differenziert bewertet werden. Zur eindeutigen Kennzeichnung der einzelnen Ausführungsvarianten und Kombinationen werden nachfolgend die in der unteren Tabelle angegebenen Abkürzungen verwendet. Die Grundvariation bei den rohen Brettstapel-Elementen besteht stets in der Dübelanordnung, welche somit bereits in der entsprechenden Ausführung vom Hersteller angeliefert wurden. Ausführungen mit einer gleichmäßig verteilten Dübelanordnung werden mit (DG) und solche mit am Wandkopf- und Wandfuß konzentrierten Dübeln mit (DK) bezeichnet. Die weiteren angefügten Buchstabenkombinationen kennzeichnen dann die bei den rohen Brettstapelelementen sowie in der Verbundfuge vorgenommenen Modifikationsmaßnahmen sowie ob der Versuch mit oder ohne Anhydritdeckschicht durchgeführt wurde.

Nachfolgende Tabelle beinhaltet eine Übersicht über die Varianten der durchgeführten Versuche.

Tab. 4 Übersicht über die Varianten der Wandversuche

Anzahl	Serie	Beschreibung
7	DG	Dübel gleichmäßig, roh
3	DK	Dübel konzentriert, roh
1	DK-RS	Dübel konzentriert, roh, Beplankung mit Rohsperrholzplatte
1	DK-BFU	Dübel konzentriert, roh, Wandkopf und Wandfuß verstärkt mit BFU-Platte
1	DG-PS	Dübel gleichmäßig, mineralische Deckschicht, Putzschiene
2	DG-TL	Dübel gleichmäßig, mineralische Deckschicht, Trapezleiste
1	DK-BFU-PS	Dübel konzentriert, mineralische Deckschicht, Putzschiene, Wandkopf und -fuß verstärkt mit BFU-Platte
16		

Im Anschluss werden alle experimentell untersuchten Varianten detailliert beschrieben.

3.3.2.1 Serie DG

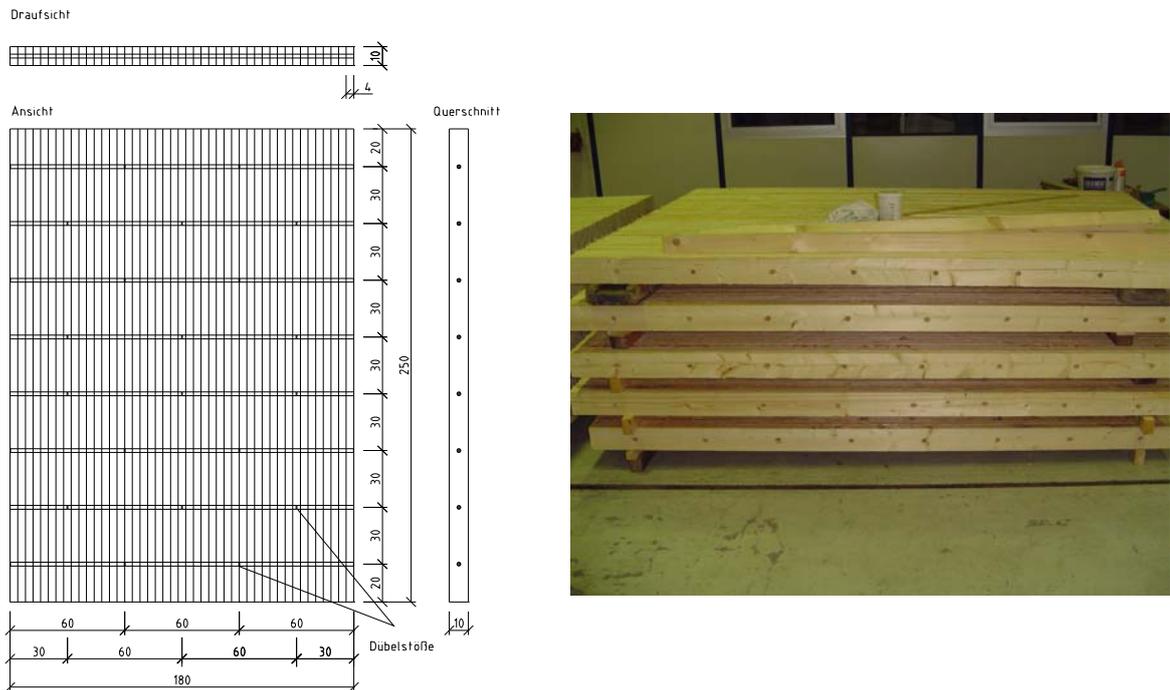


Abb. 23 Probekörper der Serie DG

Die Wandprobekörper der Serie DG bestehen aus 45 Nadelholzlamellen mit den Abmessungen $b/h = 4/10$ cm. Die Verdübelung mit 60 cm langen Hartholzdübeln erfolgt gleichmäßig über die Wandhöhe alle 30 cm. Die Dübel aus Buchenholz haben beim Einbau eine geringere Holzfeuchte als die umgebenden Lamellen, so dass sich durch den Quellvorgang des Hartholzes eine Verzahnung der Lamellen einstellt.

3.3.2.2 Serie DK

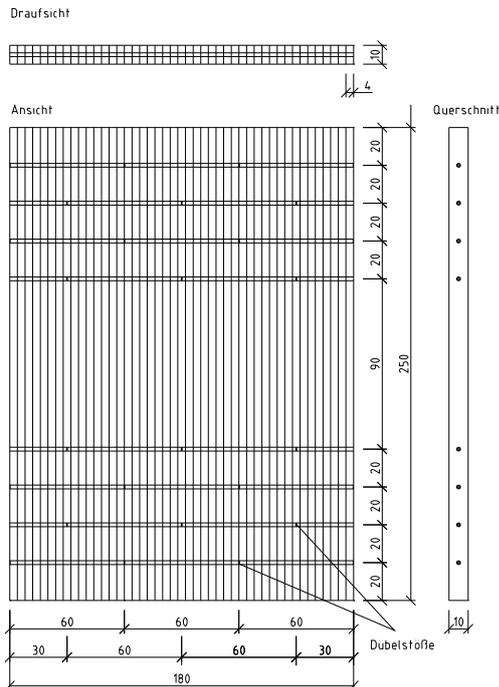


Abb. 24 Probekörper der Serie DK

Im Gegensatz zur Serie DG ist die Verdübelung bei den Versuchskörpern der Serie DK konzentriert an Wandkopf und -fuß angeordnet. An diesen Stellen ist bei einem sich z.B. durch die spätere Deckschicht einstellenden „Beplankungseffekt“ mit der größten Schubbeanspruchung aus den in der Wandebene aufzunehmenden Horizontallasten zu rechnen. Die Abmessungen der einzelnen Lamellen und des Wandelements sind sonst identisch mit den Versuchskörpern der Serie DG.

3.3.2.3 Serie DK-RS

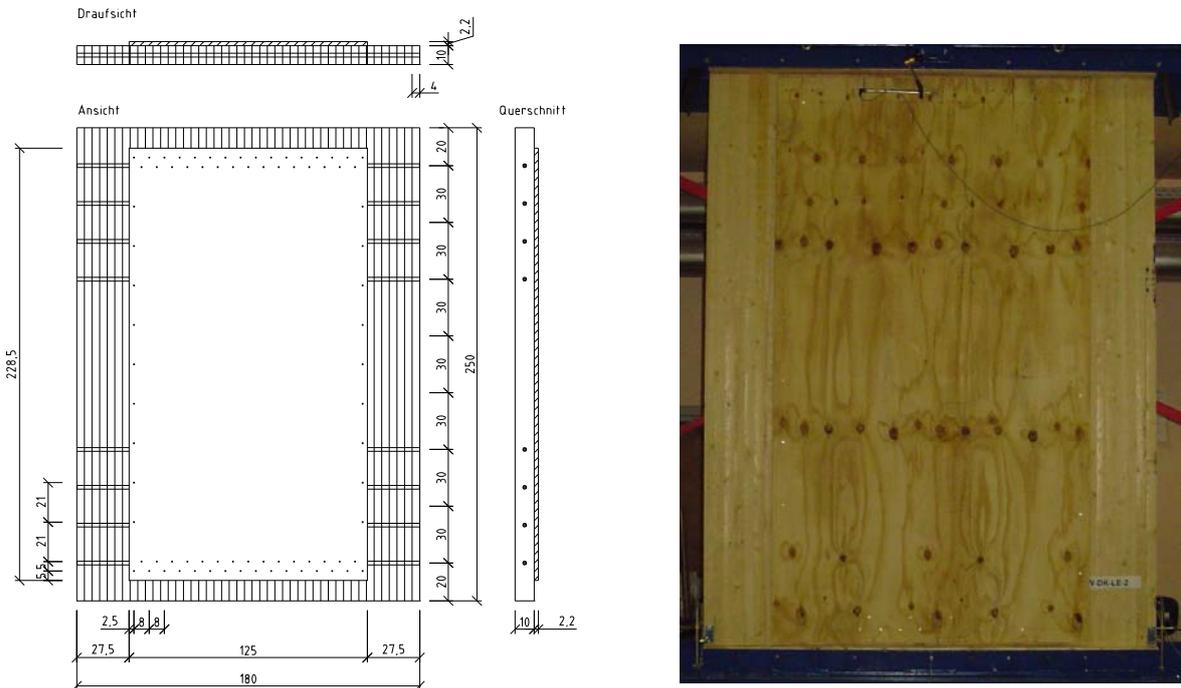


Abb. 25 Probekörper der Serie DK-RS

In der Baupraxis erhalten Brettstapelelemente zur Aufnahme von Horizontallasten zumeist eine einseitige Beplankung mit Holzwerkstoffplatten. Zur Abschätzung des damit erzielbaren Grenzwertes der Scheibensteifigkeit wurde daher ein Wandelement der Basisserie DK einseitig mit einer Beplankung versehen. Die hierfür verwendete Rohsperrholzplatte ($B \times H \times T = 1.250 \times 2.285 \times 22 \text{ mm}$) wurde mit Spanplattenschrauben $5,0 \times 60 \text{ mm}$ im oberen und unteren Bereich alternierend höhenversetzt um 5 cm an jeder Lamelle und seitlich im Abstand von 15 cm in der entsprechenden „Randlamelle“ befestigt.

Dieser Versuch soll somit eine realistische Einschätzung sowie Zuordnung der mittels anderen Modifikationen des Rohelementes und/oder der additiven Anordnung einer mineralischen Deckschicht erzielbaren Wirkungen ermöglichen. Darüber hinaus sind hierdurch auch erste Bewertungen hinsichtlich ausführungstechnischer und wirtschaftlicher Aspekte möglich.

3.3.2.4 Serie DK-BFU

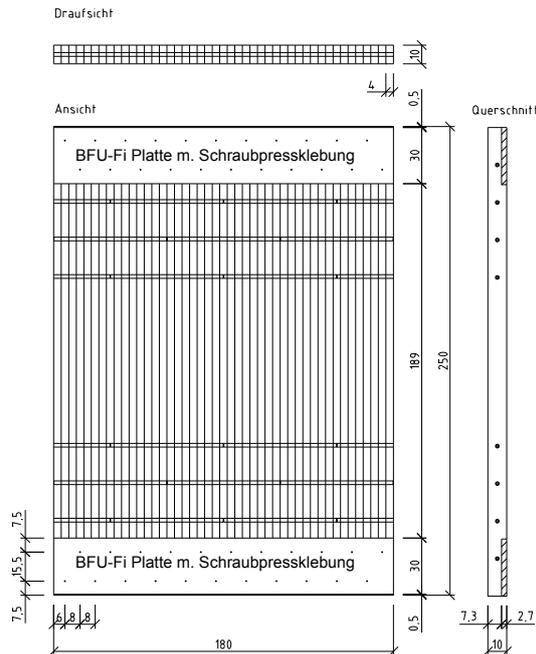


Abb. 26 Probekörper der Serie DK-BFU

Aus der Entwicklung der konstruktiven Ausbildung des Wand-Wand-Deckenknotens resultiert der Einsatz eines Baufurniersperrholz-Plattenstreifens jeweils am Wandkopf und am Wandfuß. Diese Anordnung sollte ursprünglich hauptsächlich technologischen Zielen, wie der Ausbildung des Geschossüberganges, als Rähmersatz sowie als Transport-sicherung, bzw. zur Abdichtung der Fuge am vertikalen Wandstoß und zum Toleranz-ausgleich dienen. Da sie dann jedoch in der baupraktischen Anwendung auch gleichzeitig eine Verstärkung des rohen Brettstapelelementes selbst darstellt, erschien es somit sinnvoll auch diese günstige Wirkung im Experiment orientierend gleich mit abzuklären.

Diese Verstärkungsmaßnahme wurde an einem Wandelement der Basisserie DK durchgeführt. Die 27 mm dicke BFU-Verstärkung wird mit einem Phenol-Resorcin-Harzleim auf die gehobelte Lamellenoberfläche aufgeklebt. Die Verklebung erfolgt als Schraubpress-Verleimung unter dem Einsatz von Spanplattenschrauben 5,0 x 60 mm.

3.3.2.5 Serie DG-PS

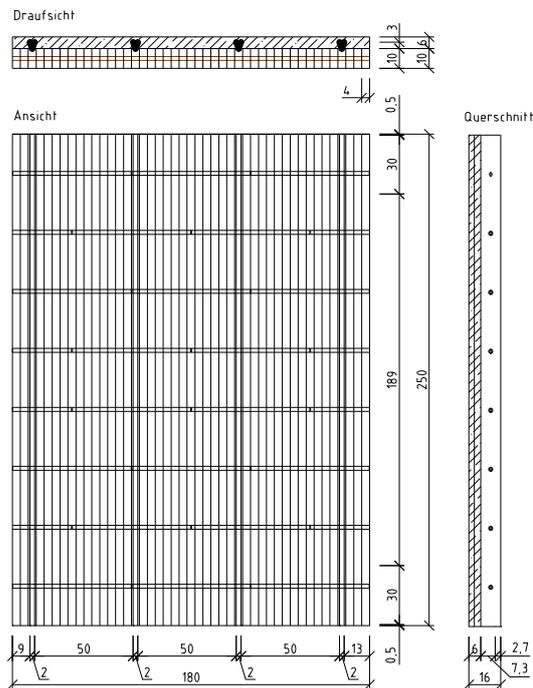


Abb. 27 Probekörper der Serie DG-PS

Die Ausgangsbasis für die Untersuchung an hybriden Holzverbund-Wandelementen mit mineralischer Deckschicht bildet das rohe Brettstapелеlement mit äquidistanter Dübelanordnung, welches damit auch die derzeit praxisübliche Ausführung repräsentiert. Die hier nun im Folgenden vorgenommene Ergänzung durch eine mineralische Deckschicht stellt somit den ersten Entwicklungsschritt zu einem möglichst einfach herstellbaren, hybriden Holz-Wandverbundbauteil dar. Entsprechend dem konzeptionellen Ansatz soll damit die mineralische Deckschicht hauptsächlich technologischen sowie bauphysikalischen Zielstellungen¹ dienen. Die jedoch mehr oder weniger zwangsläufig infolge des benötigten Verbundes gleichfalls vorhandene statische Funktion der Deckschicht steht damit zunächst nicht im Fokus der durchgeführten Untersuchungen. Vielmehr soll eine negative Beeinflussung der Gebrauchstauglichkeit der Deckschicht möglichst vermieden werden, da hierdurch auch die vorteilhaften technologischen Eigenschaften der Deckschicht beeinträchtigt werden können.

Bei den vorliegenden Versuchen an hybriden Wandelementen haben somit die Brettstapелеlemente die zuvor bereits beschriebene gleichmäßig verteilte Dübelanordnung. Die bauphysikalische Funktionsschicht wird durch einen 4,5 cm dicken Calciumsulfat-Fließestrich Auftrag realisiert. Der Verbund zwischen Holz und Estrich erfolgt durch den flächigen und direkten Verbund mit der sägerauen Holzoberfläche. Zusätzlich werden Standard-Kantenprofile aus Streckmetall, die vor allem im Putzerhandwerk eingesetzt werden, auf die Brettstapелеlemente geschraubt. Hierdurch soll, bei den im Versuchsverlauf bis in den Grenzbereich gesteigerten Beanspruchungen, gewährleistet werden, dass die Estrichschicht auch

¹ Hierzu gehören der massive Holzeinsatz im Hochbau unter Mitverwendung von Hölzern auch geringer Qualitäten, einfache Herstellung praxisüblicher Oberflächen bei gleichzeitig, kostengünstigem Ausgleich nicht vermeidbarer Herstellungs- sowie Montagetoleranzen, Verwendung energieeffizienter, ökologischer in Kreisläufe integrierbarer, nachhaltig verfügbarer, natürlicher Baustoffe, synergetische Bündelung der ausgesprochen günstigen bauphysikalischen Eigenschaften beider hier in einem Wandbauteil kombinierten Baustoffe etc.

nach dem Versagen des direkten Verbundes nicht schlagartig von der Wand abfällt, sondern die duktile Schraubverbindung die Lagesicherheit gewährleistet. Darüber hinaus führen auch technologische Überlegungen zum Einsatz der zusätzlichen Verbindungen. Wenn die Wände, wie im Rahmen der Versuche, liegend betoniert und als Komplettsystem auf die Baustelle (oder hier zum Versuchsrahmen) transportiert und dort montiert werden, wird der Flächenverbund möglicherweise durch für den Gebrauchsfall untypische Haftzugkräfte beansprucht. Diese Sonderbeanspruchungen sollen durch die Lagesicherungselemente weitestgehend aufgenommen oder zumindest minimiert werden. Die aus verzinktem Streckmetall bestehenden Kantenprofile werden über die komplette Wandhöhe auf vier der 45 Lamellen angebracht.

Mit dem Versuch soll geklärt werden, wie die zusätzliche Estrichschicht die Wandsteifigkeit beeinflusst und welche Schädigungen des Verbundes oder der Schicht selbst bei aus einer zusätzlichen Scheibenbeanspruchung resultierender Wandverformung gegebenenfalls auftreten.

3.3.2.6 Serie DG-TL

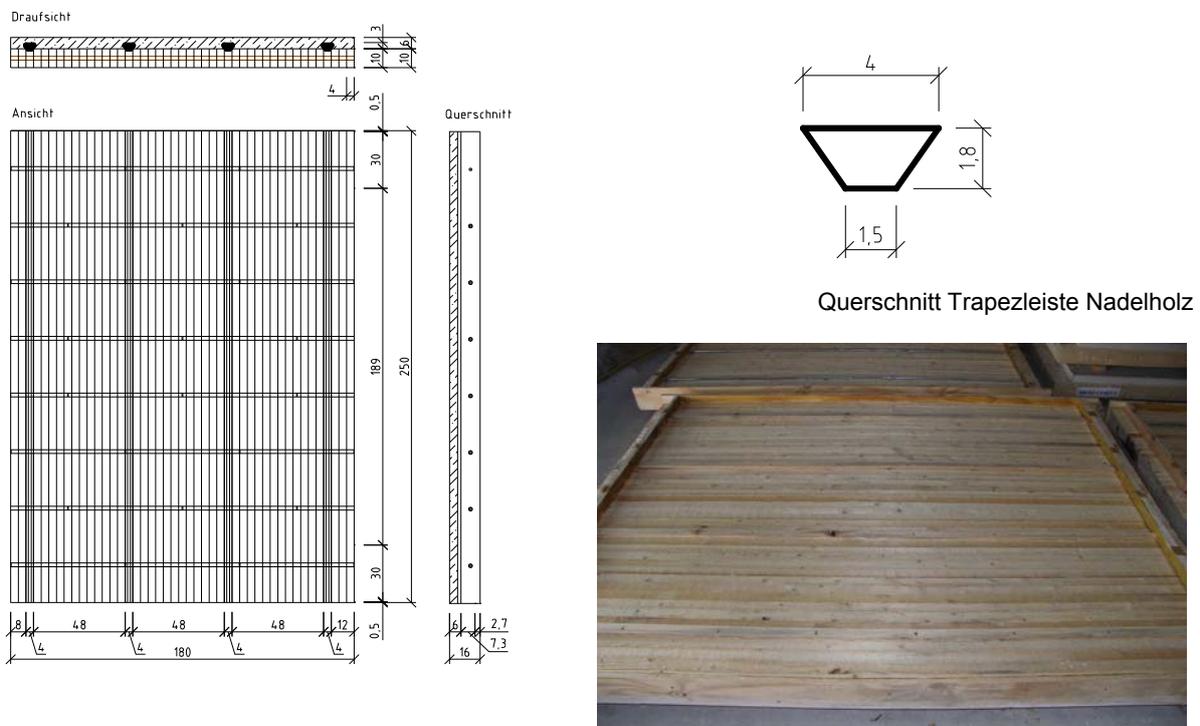
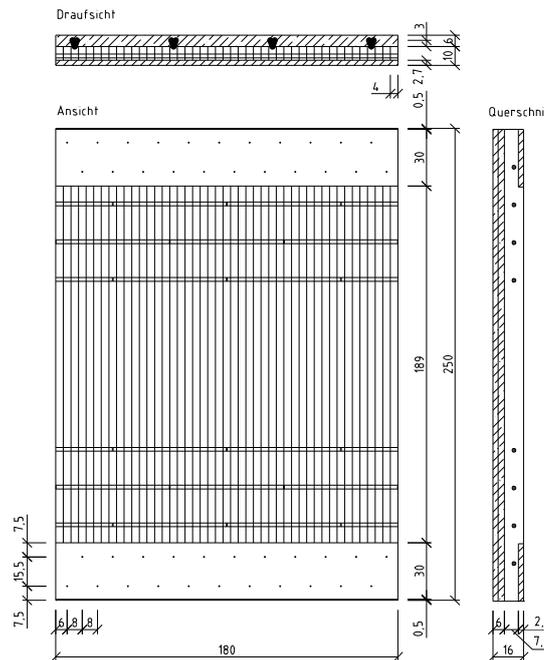


Abb. 28 Probekörper der Serie DG-TL

Als Variation der zuvor beschriebenen Serie wurden weitere zusätzliche Verbindungselemente, welche ausschließlich der Gewährleistung der Verbundwirkung dienen sollen, getestet. Bei den Wandversuchskörpern der Serie DG-TL kommen anstatt der Putzschielen 18 mm starke Trapezleisten aus Holz zum Einsatz. Die Trapezleisten werden über die gesamte Wandhöhe an jeder 12. Lamelle mit Hilfe von Spanplattenschrauben 5,0 x 60 mm befestigt. Auch hier führt der Aspekt der Lagesicherung für den Schädigungsfall sowie die zuvor erläuterten technologischen Gründe zur Wahl des Systems.

3.3.2.7 Serie DK-BFU-PS



Kantenprofil aus Streckmetall

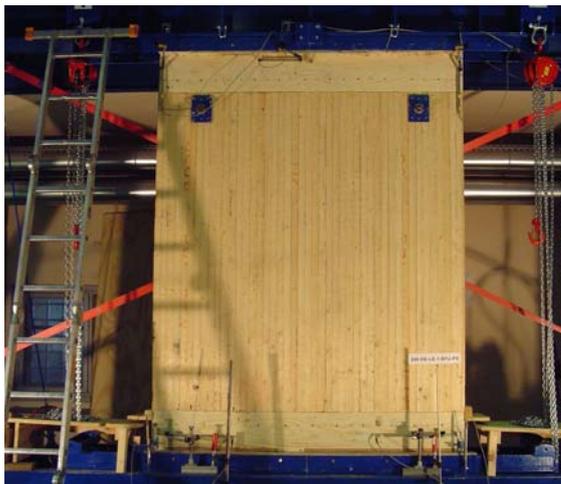


Abb. 29 Probekörper der Serie DK-BFU-PS

Die Serie DK-PS ist die Weiterentwicklung der Serie DK-BFU. Hierbei wird genau wie bei der Serie DG-PS eine 4,5 cm starke Calciumsulfat-Fließestrichschicht auf die Brettstapel-elemente aufgebracht. Der Verbund zwischen Holz und Estrich soll analog der Serie DG-PS als direkter Verbund wirken, zusätzlich erfolgt eine Lagesicherung der Deckschicht mit Hilfe von Kantenprofilen aus verzinkten Streckmetall.

3.4 Versuchsdurchführung

3.4.1 Einleitung

Die Zielstellung der insgesamt 17 Bauteilversuche bestand darin, grundlegende Informationen zum Kurzzeittrag- und Verformungsverhalten großformatiger hybrider Holzverbund-Wandelemente zu erhalten. Dies beinhaltet neben der Sicherstellung technologischer Funktionen insbesondere die Ermittlung sowie Bewertung der Einflüsse auf die Steifigkeiten der einzelnen Wandvarianten. Hierzu zählen auch der Einfluss verschiedener Verstärkungsmaßnahmen sowie einer mineralischen Deckschicht in Kombination mit gegebenenfalls vorhandenen unterschiedlichen Verbundelementen sowie Betrachtungen zum Einfluss unterschiedlicher gleichzeitig wirkender Auflasten.

In diesem Zusammenhang wurde gemäß der Zielstellung keine Überprüfung der von den Wandelementen im Grenzzustand aufnehmbaren vertikalen Traglasten durchgeführt, vielmehr sollten die Wandelemente bei Wirkung einer dem unteren baupraktisch relevanten Gebrauchslastbereich zugeordneten Vertikalbelastung gleichzeitig einer üblichen Aussteifungslasten entsprechenden, weggesteuert aufgebrachten, wechselnden Scheibenbeanspruchung ausgesetzt werden. Als Ergebnis im Vorfeld durchgeführter numerischer Simulationen konnte ein oberer Grenzwert für eine auf die Ruhelage bezogene am Wandfuß aufzubringende Horizontalverschiebung von maximal ± 50 mm abgeleitet werden. Unter baupraktischen Bedingungen sind jedoch horizontale Wandkopferschiebungen von über 20 mm je Geschoss schon hinsichtlich der aus der Gebrauchstauglichkeit resultierenden Anforderungen an mehrgeschossige Wohngebäude kaum tolerierbar. Die DIN 1052-2008 gibt keine Begrenzungen vor, jedoch gilt, dass aussteifende Wände bei einer Kopfpunktverschiebung $u > h/100$ nach Theorie II. Ordnung nachgewiesen werden müssen. Durch die Wahl einer schrittweisen Steigerung der jeweils wechselseitig mit geringer konstanter Vorschubgeschwindigkeit aufgebrachten Horizontalverschiebung bis zu maximal dieser Höchstgrenze, konnten somit im Zuge der Versuchsdurchführung auch gleichzeitig Informationen zur Schädigungsentwicklung am Wandbauteil gewonnen werden.

3.4.2 Messstellenplan

Die für die Beurteilung der Wandelemente notwendigen Kraft- und Weggrößen werden mit Hilfe von Kraftmessdosen (KMD), Kraftmessringen (KMR) und induktiven Wegaufnehmern (IWT) gewonnen. Eine Übersicht über die eingesetzten Messaufnehmer sowie die Anordnung der einzelnen Messstellen geben die nachfolgende Abbildung und Tabelle.

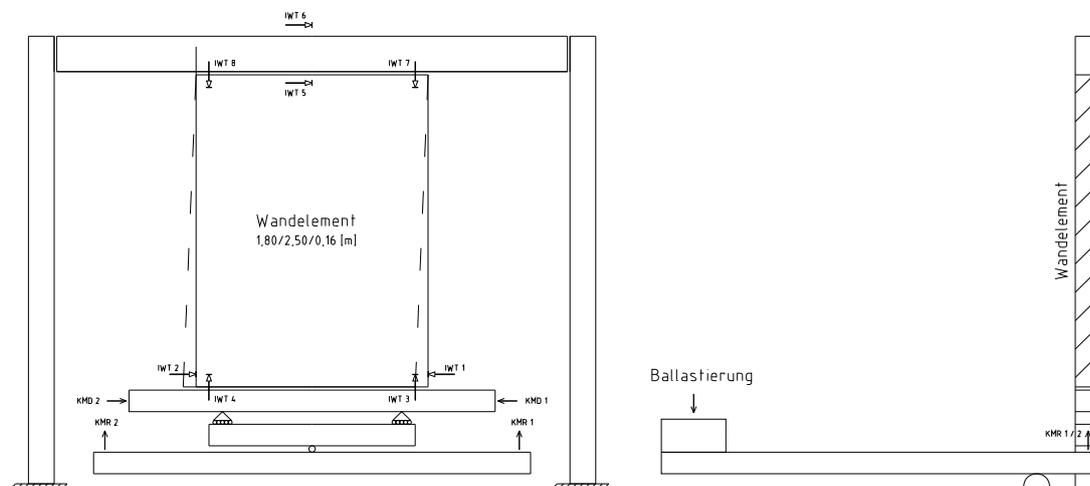


Abb. 30 Messstellenplan

Tab. 5 Zusammenstellung der Messaufnehmer

Bezeichnung	Lage	Messgröße	Messbereich
KMD 1	Lasteinleitung Wandfuß rechts	Kraft/Weg Zylinder	0...100 kN
KMD 2	Lasteinleitung Wandfuß links	Kraft/Weg Zylinder	0...100 kN
KMR 1	Hebel rechts	Kraft	0...400 kN
KMR 2	Hebel links	Kraft	0...400 kN
IWT 1	Wandfuß rechts	Horizontalverschiebung	0...200 mm
IWT 2	Wandfuß links	Horizontalverschiebung	0...200 mm
IWT 3	Wandfuß rechts	Vertikalverschiebung	0...200 mm
IWT 4	Wandfuß links	Vertikalverschiebung	0...200 mm
IWT 5	Wandkopf Mitte – Rahmen	Horizontalverschiebung	0...100 mm
IWT 6	Querhaupt – Fixpunkt Halle	Horizontalverschiebung	0...100 mm
IWT 7	Wandkopf rechts	Vertikalverschiebung	0...200 mm
IWT 8	Wandkopf links	Vertikalverschiebung	0...200 mm

3.4.3 Lastregime

Am Wandfuß wird die vertikale Auflast als über die Wandbreite verteilte Gleichstreckenlast eingeleitet. Diese Auflast wird mit Hilfe eines Ballastgewichtes über ein Hebelsystem erzeugt und über die, bei der Beschreibung des Wandversuchsstandes näher beschriebene vertikal verschiebbare mit einer wahlweise eine Verdrehung des Wandfußes zulassenden oder verhindernden Funktion ausgestatteten, Stahltraversen-Konstruktion eingeleitet. Mit Hilfe der zwischen den Lasthebeln und der Stahltraverse angebrachten Kraftmessringe kann so im Versuchsverlauf die auf die Wand aufgebrauchte Vertikallast kontinuierlich erfasst werden.

Die Höhe der vertikalen Auflast orientiert sich dabei weniger an repräsentativen Werten für Kellergeschosswände als vielmehr an die für Aussteifungswände ungünstigeren Situation mit geringeren vertikalen Wandlasten bei gleichzeitig wirkenden horizontalen Aussteifungslasten, wie sie baupraktisch in Geschossen von Holzgebäuden auftreten. Bei konstant angenommen Aussteifungslasten erhöht eine gleichzeitige Vergrößerung der vertikalen Wandbelastung in der Regel auch die Horizontalsteifigkeit der Aussteifungswand, da infolge der Überdrückung der von den Aussteifungslasten verursachten Biegebeanspruchung in den geschossweise auftretenden Montagestößen der Aussteifungswände auch eine stärkere Einspannung der Wandscheibe am Kopf- und Fußpunkt resultiert. Zudem zeigt ein Vergleich mit den Massivbauweisen, dass Wände in den Geschossen eines Holzgebäudes bei einem deutlich geringeren Eigenlastanteil an den Vertikallasten jedoch in analoger Weise durch Aussteifungslasten (z. B. aus Wind) beansprucht werden, welche somit für die Bemessung der Aussteifungswände meist relevant sind. Daher wurde für die Grundversuche eine linienförmig eingeleitete zunächst konstant gehaltene Vertikalbelastung der Aussteifungswände von etwa 20 kN/m gewählt. Diese Vertikallast entspricht in etwa der bei einem viergeschossigen massiven Holzbau auftretenden ständigen Normalkraftbeanspruchung einer Aussteifungswand. Die Ergebnisse durchgeführter zusätzlicher Untersuchungen zur Abklärung des Einflusses der Variation der Auflast werden in Kapitel 3.5.4 „Einfluss der vertikalen Auflast“ vorgestellt.

Die am Wandfuß aufgebrauchte Horizontalverschiebung erfolgt mit zwei gegenläufigen, weggesteuerten Hydraulikzylindern, wobei die dabei gemessenen Bauteilwiderstände den damit im Gleichgewicht stehenden horizontalen Einwirkungen auf die Wand z. B. aus Wind bzw. Aussteifungsbeanspruchungen entsprechen. Für alle Versuche wurde das Lastregime bis zu einer horizontalen Verschiebung aus der Mittellage von je 30 mm in beide Richtungen durchgeführt. Dabei kommen die Zylinder nacheinander zum Einsatz, so dass der rechts angeordnete Zylinder 1 die Wand nach links, der links angeordnete Zylinder 2 die Wand zurück zur Mittellage und dann nach rechts drückt. Dabei werden durch die am Zylinder ange-

brachten Kraftmessdosen die Widerstandskräfte gemessen. Der Weg des Kraftzylinders 1 wird im nachfolgenden Diagramm unterhalb der Abszisse beschrieben, der des Kraftzylinders 2 oberhalb. Die dargestellten Plateaus entsprechen Haltezeiten von 20 Sekunden. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt entsprechend DIN EN 594:1996 $v = 2,4 \text{ mm/min}$.

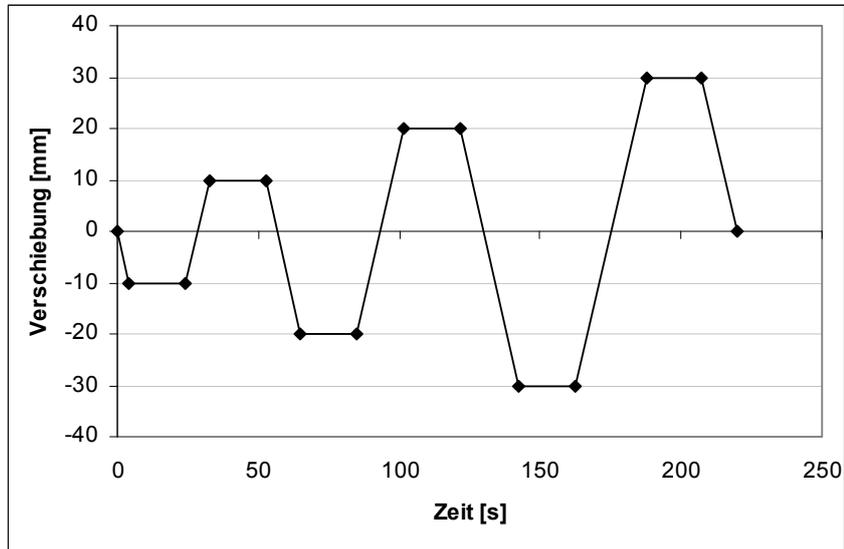


Abb. 31 Lastregime Hauptversuch

Im Nachgang wurden zur Gewinnung weiterer Erkenntnisse bei denjenigen Wandserien mit mineralischer Deckschicht (Serien DK-BFU-PS, DG-TL, DG-PS), die bei diesen Hauptversuchen bereits gute praxistaugliche Eigenschaften zeigten, weitere Untersuchungen, mit Auslenkung von bis zu 50 mm aus der Mittellage, gefahren (Zyklusversuch). Diese Versuche wurden mit einer größeren Belastungsgeschwindigkeit von 7,2 mm/min durchgeführt. Die Haltezeiten betragen analog zu den Hauptversuchen ebenfalls 20 Sekunden. Damit sollten die Auswirkungen einer mehrfach wiederholten, extremen Beanspruchung auf das Trag- und Verformungsverhalten der hybriden Wandelemente sowie insbesondere auch die lokalen Schädigungsentwicklungen in den Einspannbereich an Wandkopf und -fuß überprüft werden.

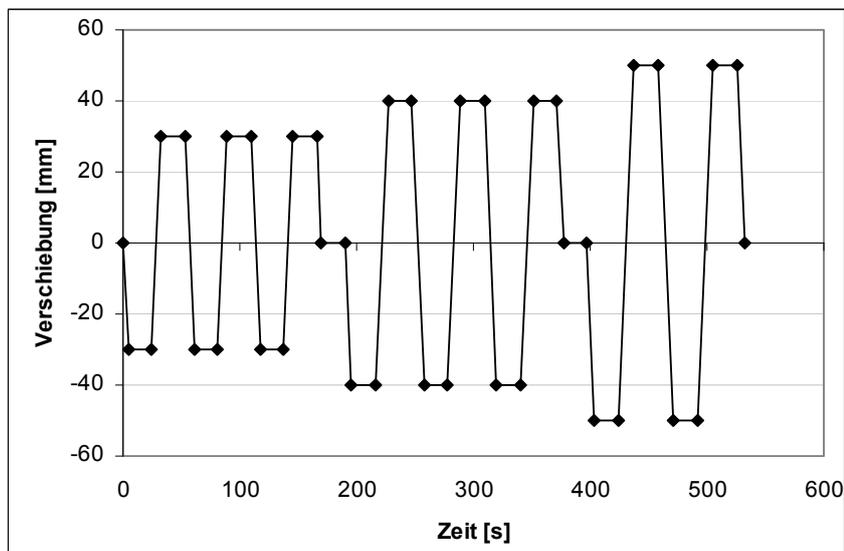


Abb. 32 Lastregime Zyklusversuch

3.5 Auswertung der Wandversuche

Die experimentellen Ergebnisse der durchgeführten Wandversuche werden nachfolgend aufbereitet und zusammengefasst, so dass auf dieser Basis eine erste differenzierte Bewertung sowie eine Einschätzung der für eine baupraktische Anwendung solcher Wandbauteile benötigten wesentlichen Kenngrößen erfolgen kann. Als Bezug für die Auswertung des Trag- und Verformungsverhalten hybrider Holzverbund-Wandelemente dienen dabei die in diesem Kontext mit „roh“ bezeichneten Brettstapel-Elemente der Basisserien DG sowie DK mit gleichmäßiger bzw. konzentrierter Anordnung der Dübel und jeweils ohne eine mineralische Deckschicht. Eine insbesondere für aussteifende Wandscheiben ganz wesentliche Kenngröße beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Betrag der horizontalen Verschiebung des Wandkopfes und den daraus resultierenden horizontalen Widerstandskräften. Da wie bereits zuvor erläutert im Forschungsvorhaben die Horizontalverschiebung weggesteuert erfolgte, wurde hier die von der Wand dieser Zwangsverschiebung entgegen gebrachte Widerstandskraft mittels Kraftmessdosen gemessen und in den nachfolgenden Diagrammen als Funktion der Horizontalverschiebung dargestellt. Die jeweilige Scheibensteifigkeit der Wand ergibt sich somit aus dem Anstieg des betreffenden Kraft-Weg-Diagramms.

Alle im Nachfolgenden (für Phase 2) ermittelten und gegenübergestellten Wandscheibensteifigkeiten beziehen sich auf diese so genannten Basisserien, also jeweils jene Steifigkeit, welche das zugehörige rohe Holzwandelement bei einer weggesteuert aufgebrachten horizontalen Auslenkung von bis zu 30 mm aus der Mittelage aufweist.

3.5.1 Basisserien DG und DK

Die Kraft-Verschiebungs-Kurve des Probekörpers DG-3 dokumentiert auf anschauliche Weise den Ablauf der Basisversuche. Unter einer über die Versuchsdauer konstanten Wandauflast, schiebt zunächst Zylinder 1 den Wandfuß mit konstanter Geschwindigkeit bis zu einer maximalen Auslenkung von 10 mm nach links. Dabei zeichnet sich im Kraft-Weg-Diagramm ein zweiphasiger Kraft-Verschiebungsverlauf ab. Die Ursache für den bis zu einem Betrag des Verschiebeweges von ca. 2,5 mm deutlich steileren Anstieg der Kurve, welcher nachfolgend mit Phase 1 bezeichnet wird, kann bisher noch nicht eindeutig geklärt werden. Es ist aber davon auszugehen, dass hierbei im Wesentlichen Effekte aus Teilflächenpressungen unter den Lamellen infolge der Momentenwirkung, Einspanneffekte sowie infolge die bei einem solchen Versuchsaufbau nicht zu vermeidenden Reibungseffekte eine entscheidende Rolle spielen. Der sich dann bis zur Endverschiebung einstellende meist recht lineare Kurvenverlauf wird hier mit Phase 2 bezeichnet und erfolgt im Regelfall bei fast allen Proben nach maximal 3 bis 5 mm Verschiebeweg. Zum einen scheinen dann die Zusatzeffekte aus Phase 1 vollständig überwunden zu sein, zum anderen spielen aber auch aus dem Wandaufbau resultierende interne Zwängungszustände eine gewisse Rolle. Dieser Effekt eines zweiphasigen Kurvenverlaufes tritt, wenn auch nicht ganz so ausgeprägt, auch bei den Simulationen des Wandtragverhaltens mittels der Finite-Elemente-Methode (vgl. Kap. 3.7 „Numerische Simulation“) auf. Die Differenz der Simulationsergebnisse zum praktischen Versuchsergebnis und die stärkere Ausprägung des Knickes sind möglicherweise auf nicht exakt genug in der Simulation abgebildeten Einflüsse aus Befestigung, Haftreibung und Trägheitseffekten des Systems zurückzuführen. Dass dieser zweiphasige Verlauf jedoch kein Versuchsfehler ist, sondern auch zu einem großen Anteil aus der in der Wand und den einzelnen Lamellen auftretenden Überlagerungen von Vertikallast und Moment aus Horizontalkraftangriff und der dadurch hervorgerufenen Teilflächenpressung mit klaffender Fuge hervorgerufen wird, zeigt ein Vergleichsversuch am Wandelement DG-3 im „Mode C“. Auch hier tritt der zweiphasige Verlauf auf, obwohl hier auf Grund einer anderen Lasteinleitung kaum Systemreibung zu erwarten ist. Diese Effekte und somit ein

zweiphasiger Verlauf der Widerstands-Verformungs-Funktion ist auch für die baupraktische Nutzung zu erwarten, da auch hier eine ähnliche Befestigung der Wände erfolgt. Die Auswertung und Bestimmung der Wandscheibensteifigkeit erfolgt jeweils in Phase 2 der Versuche bzw. bei jeder Richtungsverschiebung. Der Knick im Kurvenverlauf tritt ebenfalls nach jeder Richtungsänderung und bei der dann folgenden erneuten Verschiebung in die Gegenrichtung mit ähnlichem Betrag auf.

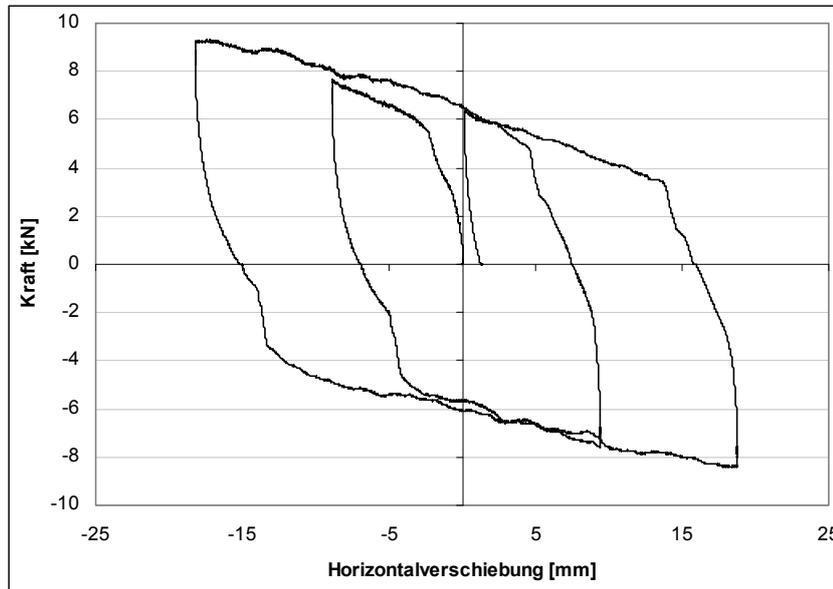


Abb. 33 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm des Versuchskörpers DG-3

Durch das Zurückfahren des Zylinders 1 folgt eine geringe elastische Rückverformung des dann freien Wandfußes, bevor der Zylinder 2 den linken Wandfuß wieder berührt und dann einen Verschiebeweg von insgesamt 20 mm nach rechts aufbringt, so dass damit eine Auslenkung von 10 mm nach rechts bezogen auf die ursprüngliche Mittellage vorhanden ist. Auch hier ist ein Übergang von Phase 1 zu Phase 2 festzustellen, bevor sich die tatsächliche Wandsteifigkeit einstellt. Anschließend folgen die erneute elastische Rückverformung der Wand und eine Wiederholung des Vorganges mit größeren absoluten Verschiebungswegen: Zylinder 1: 30 mm (20 mm Linkslage), Zylinder 2: 40 mm (20 mm Rechtslage). Am Versuchsende wird das Wandelement mit Hilfe von Zylinder 1 wieder in die Mittellage gebracht. Im Rahmen der Grundversuche wurde der Verschiebungsweg so gewählt, dass die Einzelelemente der Probekörper (Brettlamellen) mit großer Wahrscheinlichkeit im elastischen Zustand bleiben. Wie die Versuchsergebnisse nunmehr deutlich zeigen, gilt dies auch für den nach Anfangsphase 1 deutlich dominanten Verlauf des Schubverformungswiderstandes des Wandelementes. Bei den überprüften Belastungssituationen im Grundversuch ist zu beobachten, dass die einzelnen Anstiege der Kurven und somit die Wandsteifigkeit in etwa die gleichen Werte annehmen.

Vergleicht man die Probekörper innerhalb der Serie DG kann auch hier eine prinzipielle Übereinstimmung der Wandsteifigkeit beobachtet werden. Die ungleichen Anstiege im Anfangsbereich sowie Differenzen der Lastgrößen resultieren im Wesentlichen aus den Einspanneffekten der einzelnen Brettlamellen sowie möglichen Reibungseffekten welche hauptsächlich durch die konstant aufgebraachte Auflast beeinflusst werden.

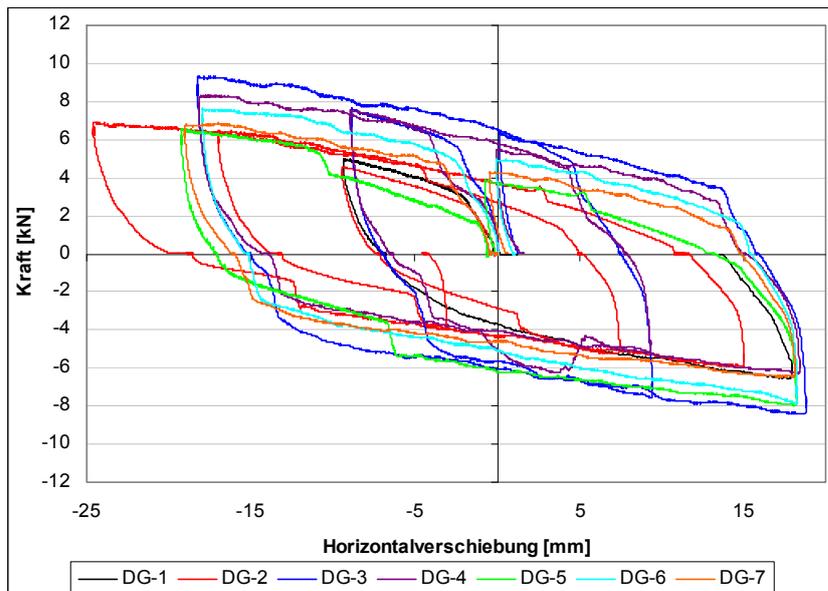


Abb. 34 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme der Serie DG

Ähnlich verhalten sich die rohen Brettstapel-Elemente mit konzentrierter Verdübelung an Wandkopf und -fuß (Serie DK). Die Probekörper DK-1 und DK-3 zeigen bei etwa gleicher Auflast im Widerstandskraft-Verschiebungsdiagramm sowohl innerhalb der Lastschleifen des Versuchs als auch bei der Gegenüberstellung der beiden Probekörper nahezu identische Werte.

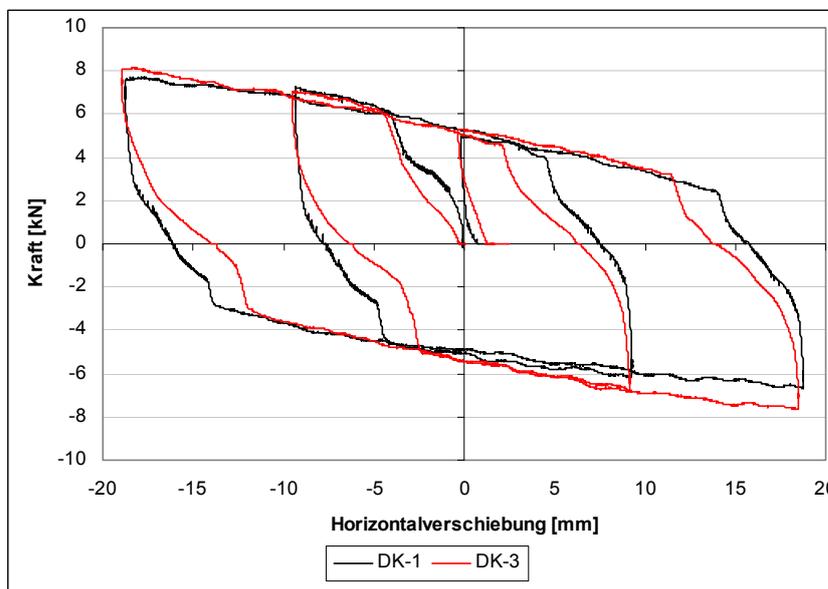


Abb. 35 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme der Serie DK

Der Vergleich der Serien DG und DK zeigt, dass die Art der Verdübelung einen Einfluss auf die Wandscheibensteifigkeit hat. In diesem Zusammenhang sei an dieser Stelle auch auf die Ergebnisse der numerischen Simulation im Kapitel 3.7 hingewiesen. Für jeden Versuch wurden die tatsächlichen Wandsteifigkeiten nach Überwindung der Phase 1 für alle Belastungsfahrten der Zylinder ermittelt. Aus den einzelnen Phasen mit jeweils nahezu

konstantem und übereinstimmendem Anstieg ergibt sich aus dem Mittelwert die zugeordnete Steifigkeit des Wandsystems.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Mittelwerte der Steifigkeit innerhalb der Versuchsserien DG und DK. Die Wandelemente mit konzentrierter Verdübelung erreichen im Mittel etwa 82 % der Wandsteifigkeit der Brettstapel-Elemente mit gleichmäßig über die Wandhöhe verteilten Hartholzdübeln.

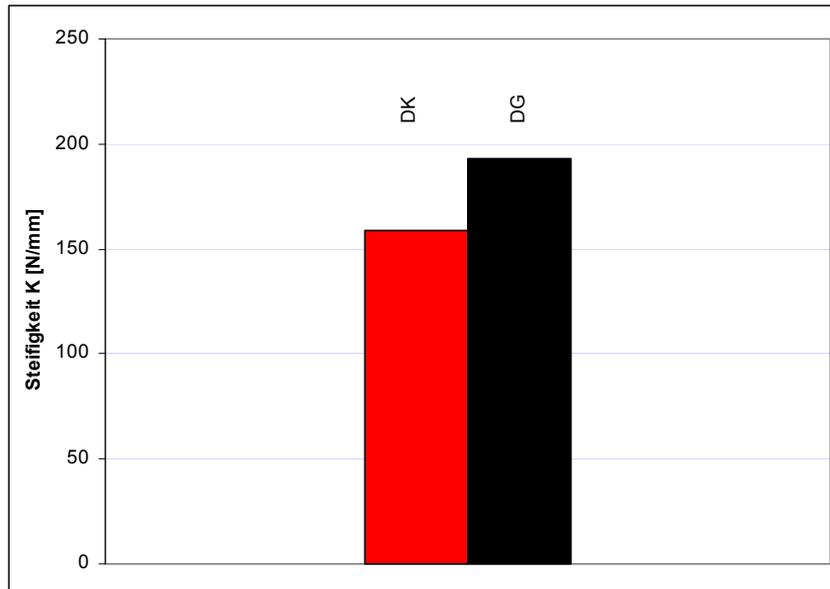


Abb. 36 Gegenüberstellung der Wandsteifigkeiten der Serien DG und DK

3.5.2 Einfluss der mineralischen Deckschicht

Den Grundaufbau aller hier untersuchten hybriden Holzverbund-Wandsysteme bilden die Brettstapelelemente, auf welchen die mineralische Deckschicht aufgebracht wird. Bei den Versuchen wurde so verfahren, dass zunächst die rohen Elemente getestet und anschließend die mineralische Deckschicht aus Anhydritestrich aufgetragen wurde. Zur Sicherung des Verbundes zwischen Deckschicht und Brettstapelelement kamen dabei unterschiedliche Maßnahmen zum Einsatz. Ausgewählte Probekörper der Serie DG wurden mit Trapezleisten (TL) oder Putzschienen (TL) – handelsüblich verzinkte Kantenprofile – versehen. Anschließend erfolgte die Herstellung der 4,5 cm starken Calciumsulfat-fließestrich-Schicht. Neben dem direkten Flächenverbund zwischen mineralischer Deckschicht und dem Brettstapel dienen die Trapezleisten und Putzschienen als zusätzliches Verbindungselement.

Aus vorhergehenden Untersuchungen (u. a. LEHMANN 2004) ist bekannt, dass sich ein guter direkter Verbund zwischen mineralischer Deckschicht und der sägerauen Holzoberfläche einstellt. Da es sich jedoch hier um einen starren Verbund handelt, wurde zunächst ein sprödes Versagen postuliert. Um in diesem Fall eine Gefährdung durch herabfallende Bauteile auszuschließen wurden als zusätzliche Sicherheit auch für den Transport- und Montagelastfall die oben beschriebenen zusätzlichen Verbundelemente eingesetzt. Der Vorteil besteht darin, dass diese mittels nachgiebiger Verbindungsmittel (Holzschrauben) befestigt sind und somit eine höhere Duktilität besitzen. Während der Versuche kam es trotz sehr großen Verformungen nicht zu einem Versagen oder gar Abfall der mineralischen Deckschicht oder auch Teilen der Selben.

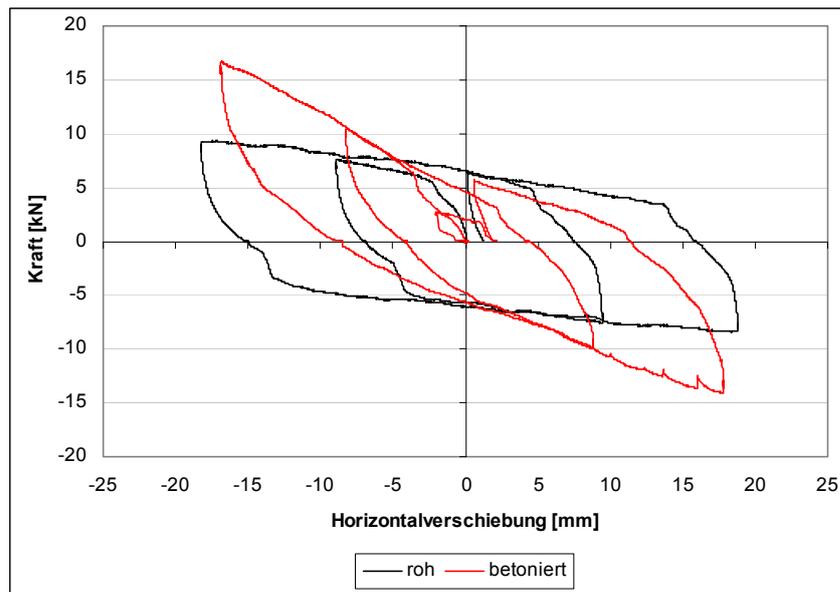


Abb. 37 Gegenüberstellung der Serien DG (roh) und DG-TL (betoniert) am identischen Probekörper

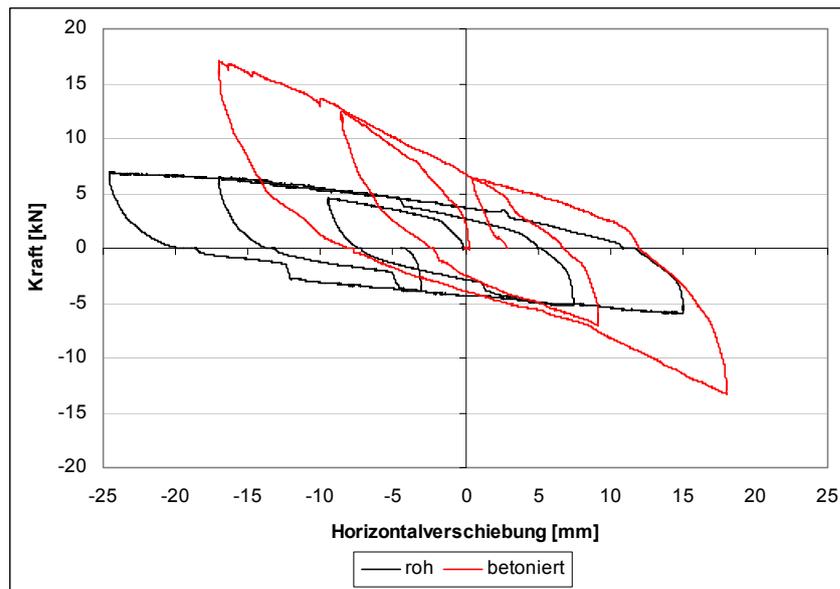


Abb. 38 Gegenüberstellung der Serien DG (roh) und DG-PS (betoniert) am identischen Probekörper

Demgegenüber entspricht der direkte Verbund zwischen Holzoberfläche und Deckschicht einer steifen Verbindung, welche durch ein plötzliches Versagen gekennzeichnet ist. Die Steifigkeitswerte des Gesamtsystems werden dadurch zwar ebenfalls positiv beeinflusst, jedoch besteht sonst die Gefahr, dass ohne diese zusätzlichen Maßnahmen sich die mineralische Deckschicht im Versagensfall ohne Vorankündigung vollständig lösen kann.

Die Versuche zeigen, dass der flächige, direkte Verbund zwischen der Calciumsulfatfließestrich-Schicht und der Holzoberfläche bereits sehr gute Eigenschaften aufweist und selbst extreme zyklische Verformungen der Wand von bis zu 50 mm überstehen kann. Infolge der Estrichdeckschicht steigt die Systemsteifigkeit des Wandelementes deutlich an, was die Gegenüberstellung der Widerstandskraft-

Verschiebungs-Diagramme der rohen und mit Deckschichten versehenen Brettstapel-Wandelemente in den obigen Abbildungen belegen. Dessen ungeachtet ist aus technologischen sowie aus Gründen der Sicherheit der Einsatz von zusätzlichen Verbundelementen wie z. B. Trapezleiste oder Putzschiene etc. in jedem Falle zu empfehlen.

Die Gegenüberstellung der rohen Brettstapel-Elemente mit den mit einer mineralischen Deckschicht ergänzten Wandelementen zeigt einen deutlichen Steifigkeitszuwachs und höheren Horizontalkraftwiderstand infolge des Aufbringens der 4,5 cm starken Estrichschicht. Bei den somit steiferen Wandprobekörpern mit Deckschicht ist der Knick infolge des Überganges von Phase 1 zu Phase 2 infolge des relativ steifen, formschlüssigen Verbundes mit der mineralischen Deckschicht sowie dem größeren Widerstand des Wandelementes gegenüber einer horizontalen Verschiebung nicht so ausgeprägt wie bei den rohen Brettstapel-Elementen.

Im Vergleich zur Basisserie DG verdreifacht sich die Wandscheibensteifigkeit bei der Serie DG-TL (Zunahme um 226 %), obwohl die Auflast bei dem betonierten Probekörper geringer war als bei dem rohen Brettstapel-Element. In ähnlichen Größenordnungen bewegt sich die Steifigkeitszunahme bei der Serie DG-PS bezogen auf die Basisserie DG (Zunahme um 211 %).

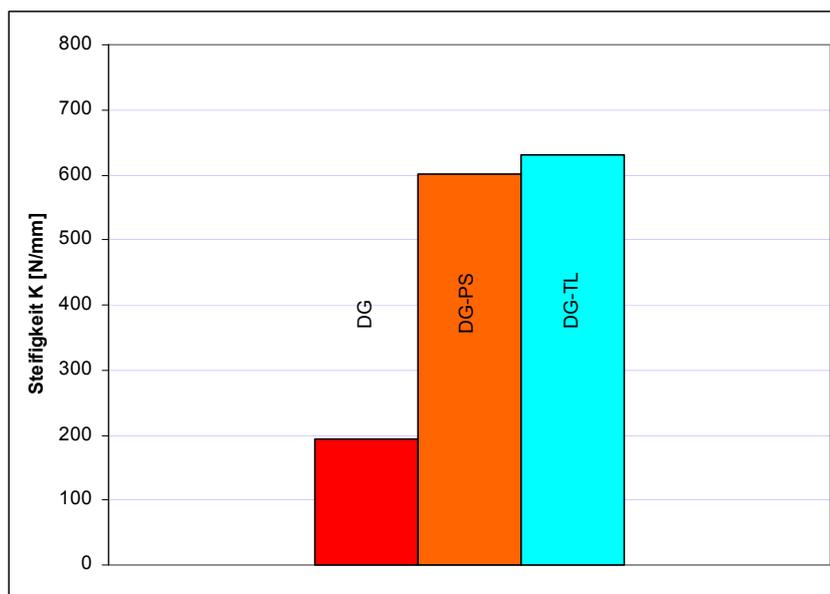


Abb. 39 Gegenüberstellung Wandsteifigkeiten der Serien DG, DG-PS und DG-TL

Aus den bisher durchgeführten Untersuchungen lässt sich hinsichtlich der Auswahl eines optimalen Lagesicherungselementes für den Estrich keine Aussage treffen. Bei etwa gleicher Auflast sind die Widerstandskraft-Verschiebungsdiagramme der Versuche mit den Verbundelementen Trapezleiste und Kantenprofil (Putzschiene) nahezu identisch. Diese scheinen keinen Einfluss auf die Verbundwirkung auszuüben.

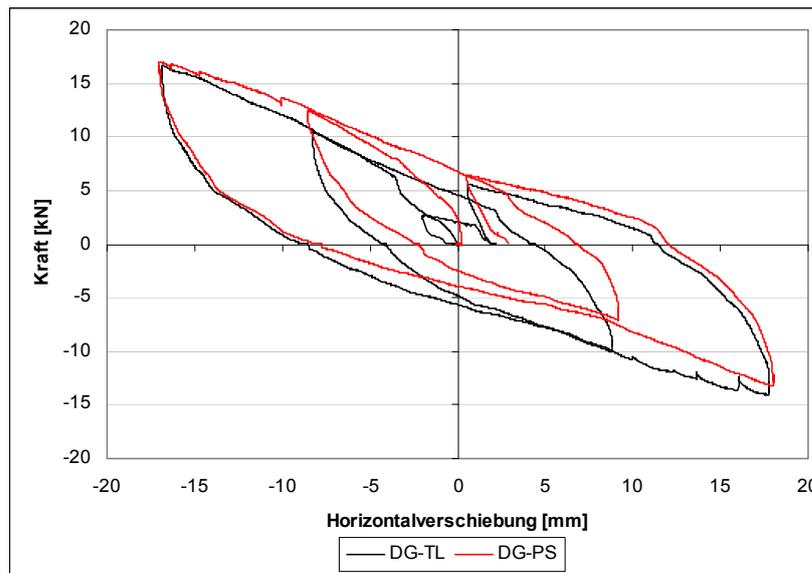


Abb. 40 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme Serien DG-TL und DG-PS

3.5.3 Einfluss der Verstärkungsmaßnahmen und der Estrichdeckschicht

Vor dem Aufbringen einer Estrichschicht wurden an den Brettstapel-Wandprobekörpern der Basisserie DK verschiedene Verstärkungsmaßnahmen vorgenommen. Die Verstärkung des Brettstapel-Elementes im Bereich von Wandkopf und Wandfuß mit BFU-Platten bewirkt neben der Erleichterung der Herstellung und der Montage auch gleichzeitig eine zusätzliche Aussteifung des Wandelementes (vgl. Kapitel 5.1 Montage und Anschlüsse der Wand-Elemente).

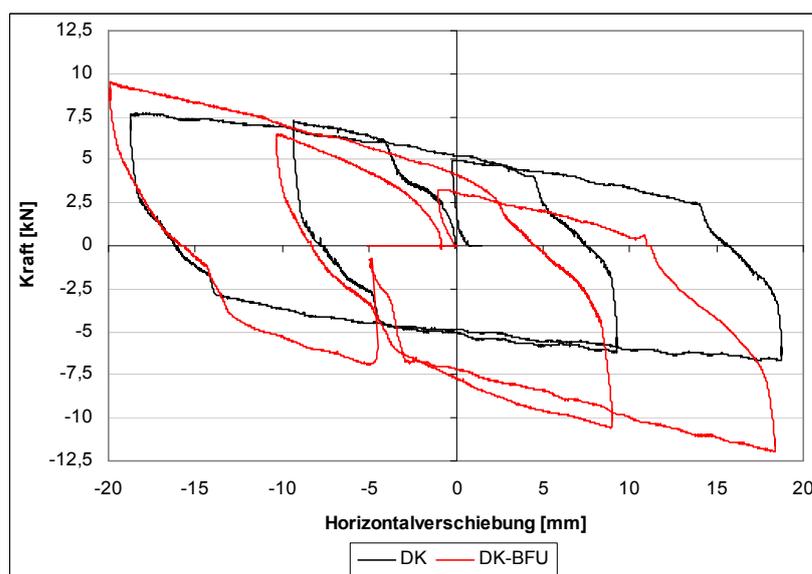


Abb. 41 Gegenüberstellung der Serien DK und DK-BFU

Aus der Gegenüberstellung des rohen und des verstärkten Brettstapel-Wandelementes kann eine deutliche Steifigkeitszunahme abgelesen werden. Die Betrachtung der einzelnen Belastungsfahrten der Horizontalzylinder, deren abschnittsweise Auswertung und die

zugehörige Steifigkeitsberechnung zeigt in etwa eine Verdopplung der Wandsteifigkeit infolge dieser Verstärkungsmaßnahme. Die vollflächig Beplankung eines rohen Brettstapel-Elementes mit einer 22 mm starken aufgeschraubten Rohsperrholz-Platte mit einem eng gewählten Verbindungsmittelabstand kann wohl als effektivste Aussteifungsmaßnahme angesehen werden und wird somit für die Untersuchungen hinsichtlich der Versteifungswirkung als oberer Referenzfall (DK-RS) angesehen.

Dieser Versuch diente damit hauptsächlich der Ermittlung von experimentellen Grenzwerten für eine Verstärkungswirkung bei Brettstapelelementen und ist zumindest für die Ausbildung der hier untersuchten hybriden Holzverbund-Wandelemente baupraktisch kaum relevant. Ein denkbarer Anwendungsfall wäre jedoch die Ausbildung extrem steifer Aussteifungswandelemente wie sie beispielsweise für Kernaussteifungswände in hohen Holzgebäuden notwendig sind. In diesem Zusammenhang wäre auch der Mehraufwand durch die vollflächige Beplankung gerechtfertigt. In den zugrunde gelegten für die hier propagierte Hybrid-Holzverbund-Bauweise mehrgeschossiger Holzgebäude geeigneten Wandelemente, kommen als vollflächig auf der Wandaußenseite aufgebrachte Beplankungen in der Regel jedoch vorrangig weiche Holzfaserdämmplatten für den Wärmeschutz in Betracht, welche eine weitaus geringere Aussteifungswirkung besitzen. Die in den nachfolgenden Diagrammen dargestellten Versuchsergebnisse dokumentieren die ca. 4,5-fache Wandscheibensteifigkeit des beplankten Wandelementes gegenüber dem nicht verstärkten Brettstapel-Element. Aufgrund der gleichen Auflast bei beiden Versuchen ist ein reeller Vergleich der Ergebnisse möglich.

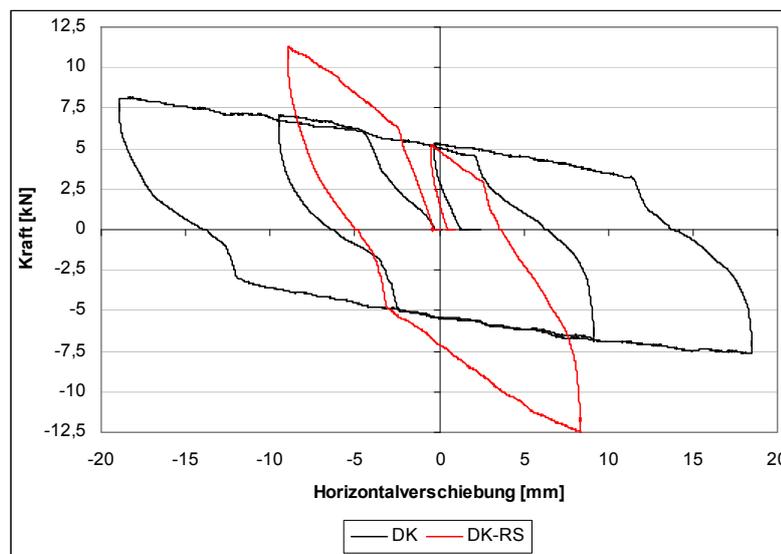


Abb. 42 Gegenüberstellung der Serien DK und DK-RS

Der Faktor des Steifigkeitszuwachses eines mit einer 4,5 cm starken Estrichschicht versehenen und zusätzlich mit BFU-Platten ausgesteiften Wandelementes der Serie DK-BFU-PS gegenüber den rohen Brettstapel-Elementen der Basisserie DK liegt in einer Größenordnung von 3,7. Allerdings werden die Ergebnisse aufgrund der unterschiedlichen Auflasten der hier gegenübergestellten Versuche geringfügig relativiert. Dennoch ist eine eindeutige Tendenz ersichtlich, die man anhand der nachfolgenden Abbildung nachvollziehen kann. Darüber hinaus wird dieser Sachverhalt auch durch die Gegenüberstellung der Serien DG und DG-TL bzw. DG-PS bestätigt.

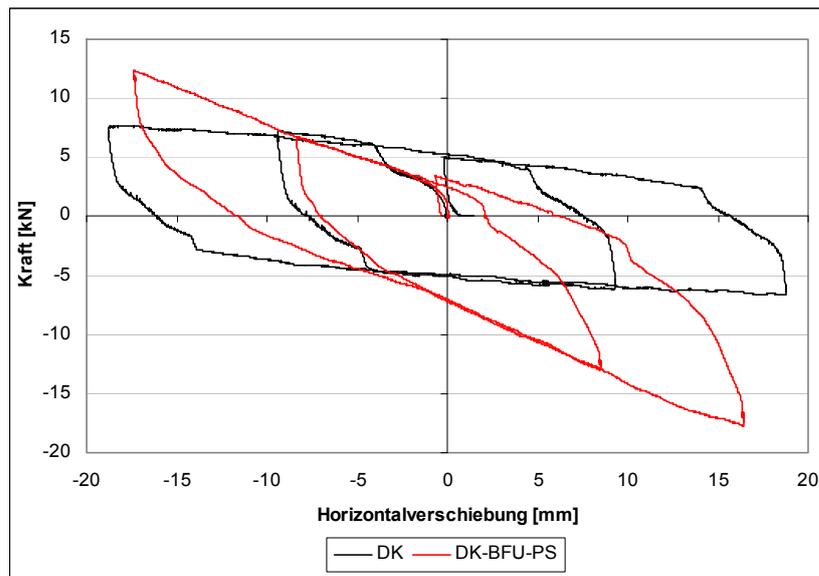


Abb. 43 Gegenüberstellung der Serien DK und DK-BFU-PS

Das folgende Säulendiagramm demonstriert anschaulich den Einfluss der einzelnen Verstärkungsmaßnahmen sowie des Aufbringens der mineralischen Deckschicht. Bezogen auf die Mittelwerte der Steifigkeiten der einzelnen Versuchsserien bringt eine Verstärkung mit BFU-Platten im oberen und unteren Wandbereich (DK-BFU) in etwa eine Verdopplung, die zusätzliche mineralische Deckschicht (DK-BFU-PS) eine Verdreifachung der Wandscheibensteifigkeit eines rohen Brettstapelelementes (DK). Die Steifigkeit eines großflächig mit Rohsperrholz beplankten und somit relativ schubsteifen rohen Wandelements (DK-RS) diente dabei als Orientierungswert, so dass die durchgeführten Maßnahmen entsprechend eingestuft werden können.

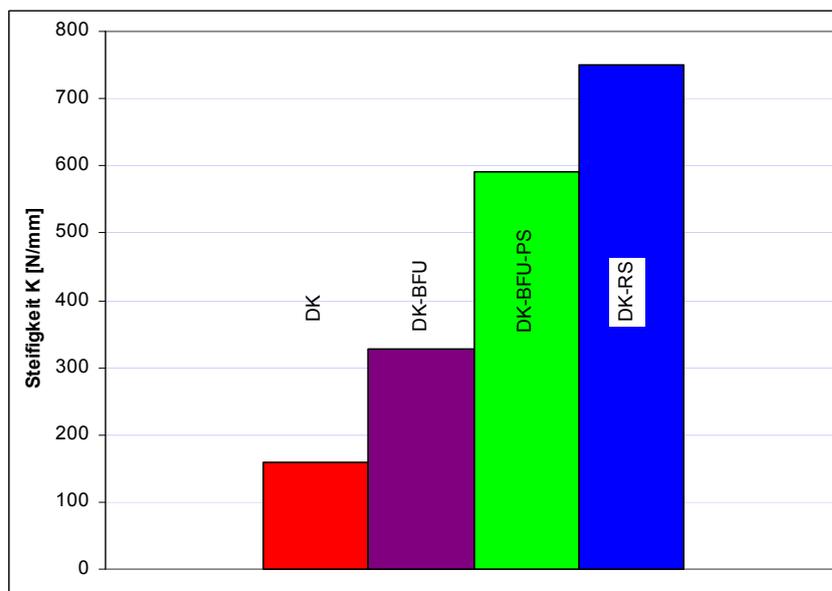


Abb. 44 Gegenüberstellung der Wandscheibensteifigkeiten der Serien DK, DK-BFU, DK-BFU-PS und DK-RS

3.5.4 Einfluss der vertikalen Wandauflast

Zur Untersuchung des Einflusses der Auflast in Bezug auf den daraus zu erwartenden Steifigkeitszuwachs, wurden weitere Versuche mit unterschiedlich hohen Auflasten sowohl an rohen Brettstapel-Elementen als auch an Wänden mit mineralischer Deckschicht durchgeführt.

An einem rohen Brettstapel-Wandelement der Basisserie DK wurden zwei Versuche durchgeführt. Bei dem Versuch DK-1 betrug die gleichmäßig verteilte Auflast auf das Wandelement im Mittel über die Versuchsdauer etwa 18,2 kN/m. Im nachfolgenden Versuch DK-2 wurde die Last mit einem durchschnittlichen Wert von 42,7 kN/m mehr als verdoppelt. Beide Versuche durchliefen den so genannten Grundversuch, bei dem auf das Wandelement zunächst Horizontalverschiebungen von 10 mm und dann 20 mm bezogen auf Mittellage in beide Richtungen aufgebracht wurden. Die Auswertung der rohen Wandelemente zeigt, dass eine Verdopplung der Auflast eine Steifigkeitssteigerung um etwa 7 % nach sich zieht. Allerdings gehen in diese Analyse nur die tatsächlichen Wandsteifigkeiten in Phase 2 ein. Die Anstiege in Phase 1 sind bei höherer Auflast um einiges steiler.

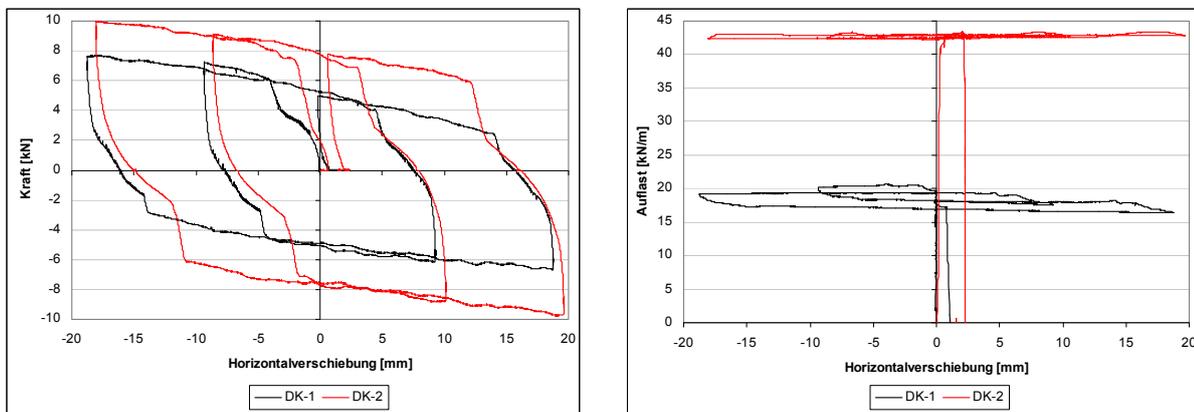


Abb. 45 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme und zugehörige Auflasten der Versuche DK-1 und DK-2

Prinzipiell ähnlich stellt sich die Sachlage bei den Wänden mit mineralischer Deckschicht dar. Der Mittelwert der Auflast bei dem Versuch DG-TL-1 betrug 23,4 kN/m. Anschließend wurde die Auflast im Versuch DG-TL-2 auf 36,7 kN/m gesteigert und der Versuch wiederholt. Die Gegenüberstellung der mittleren tatsächlichen Wandsteifigkeiten beider Versuche zeigt eine Erhöhung um 15 % bei Steigerung der Auflast auf 156 %.

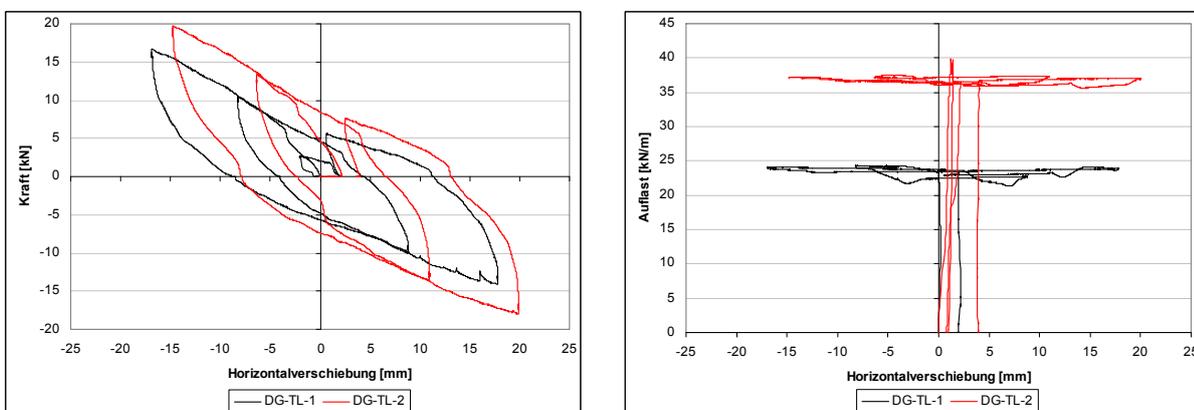


Abb. 46 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramme und zugehörige Auflasten der Versuche DG-TL-1 und DG-TL-2

Der Einfluss erhöhter Auflasten ist bei den Wandelementen mit mineralischer Deckschicht größer, da das Wandelement infolge des Aufbringens der Deckschicht homogener und steifer ist, so dass die gegenseitige Längsverschiebung einzelner Lamellen durch den Verbund mit der mineralischen Deckschicht behindert wird. Der Einfluss der Wandkopf- sowie Wandfußenspannung steigt bei höherer Auflast spürbar an, was zu einem Anstieg der Wandsteifigkeit in Phase 1 führt. Gleichfalls profitiert der in Phase 2 überwiegende Schubmode sowohl durch die Kopf- und Fußenspannung als auch zusätzlich durch die Verbesserung der Schubsteifigkeit infolge der Verbundwirkung bei den Wänden mit mineralischer Deckschicht. Damit wirkt sich eine Erhöhung der Wandauflast bei Verbundwandelementen deutlich günstiger aus als bei den rohen Brettstapel-Wänden.

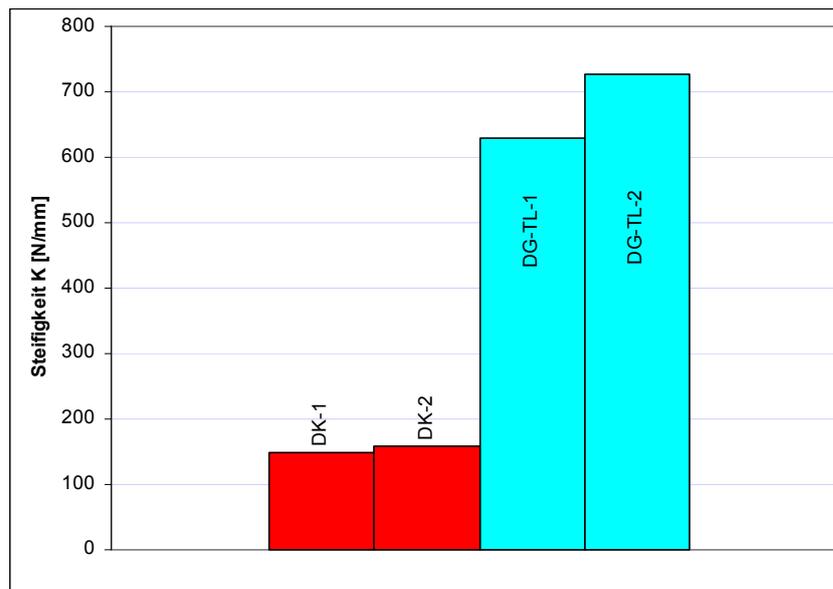


Abb. 47 Gegenüberstellung der Versuche DK-1, DK-2, DG-TL-1 und DG-TL-2

Insgesamt stellt der Einfluss der Auflast auf die Schubsteifigkeit keine maßgebende Größe dar, so dass für die Nutzung der Wände innerhalb eines Gebäudes für die Verformungsberechnung kaum Unterschiede auftreten dürften. Zu ähnlichen Ergebnissen kommen SCHÄDLE, P. & BLAß, H.-J. (2008) in Ihren Untersuchungen an Wandtafelelementen, bei denen eine Lastverdopplung ebenfalls nur zu einem Steifigkeitszuwachs von etwa 12 % führte.

3.5.5 Lastzyklusversuche

Für die Serien DK-BFU-PS, DG-TL und DG-PS wurden zusätzlich zu den Hauptversuchen erweiterte Lastzyklusversuche durchgeführt, bei denen am Wandfuß jeweils mehrmals horizontale Verschiebungen von bis maximal ± 50 mm bezogen auf die Mittellage aufgebracht wurden. Nachfolgende Abbildung beinhaltet das Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm und die zugehörigen Wandauflasten. Nach dem Hauptversuch mit 10 mm und 20 mm Horizontalverschiebung aus der Mittellage erfolgte eine Erhöhung der Horizontalverschiebung auf 30 bzw. 40 mm. Bei allen Verschiebungsschleifen wurde die vertikale Auflast konstant gehalten. Die Schwankungen bei der Vertikalkraftmessung resultieren offensichtlich aus infolge der teilweisen Wandkopf- und Wandfußenspannung auftretenden Vertikalkraftkomponenten. Bei großen Horizontalverschiebungen nehmen auch die aus der Wandgeometrie bedingten Zwängungen entsprechend zu. Der Steifigkeitsverlust infolge der wiederholten Belastung ist bei dieser Serie minimal, die Widerstandskraft-Verformungspfade sind annähernd deckungsgleich. Dies hängt mit der Befestigung der

Wand am Wandkopf zusammen, die infolge der auf den Lamellen angebrachten BFU-Platten einen hohen Einspannungsgrad erreicht, welche den auftretenden Schlupf der Schrauben durch deren Querlagen stark behindert. Der Versteifungseffekt bei der Auslenkung um 40 mm kündigt das Erreichen des linear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Bereiches an. Bis zu diesen Punkt konnte kein Anzeichen oder gar eine Ablösung der Estrichschicht von der Holzoberfläche festgestellt werden. Lediglich die Bildung kleinerer Risse war zu beobachten.

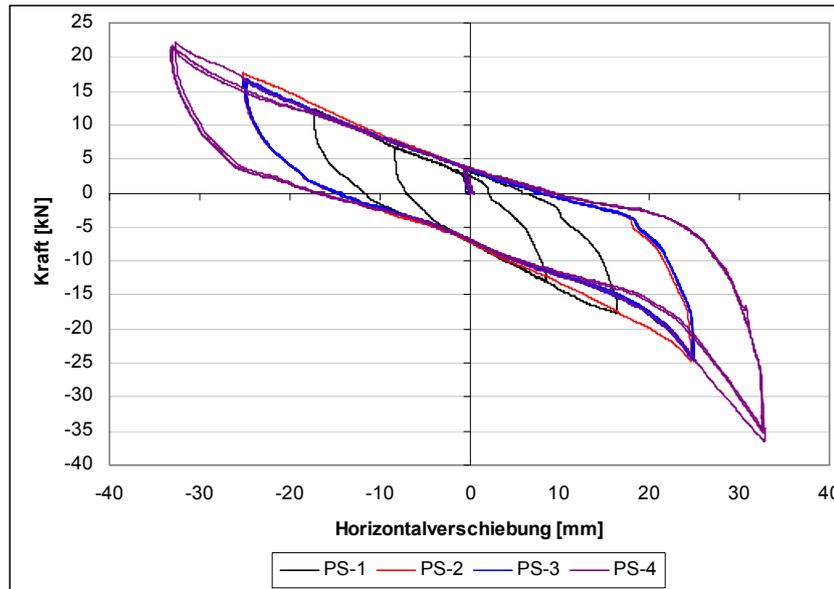


Abb. 48 Lastzyklusversuch DK-BFU-PS

Der Lastzyklusversuch der Serie DG-TL zeigt im Gegensatz zum Test der Serie DK-BFU-PS eine deutliche Abnahme der Wandsteifigkeit infolge der wiederholten Belastung unter konstanter Auflast. Der Ursache für den deutlichen Steifigkeitsverlust ist weniger in der wiederholten Belastung zu suchen als vielmehr in der Lagerungssituation der Wand. Die Einspannung des Wandelementes am Wandkopf wird mit Hilfe von Vollgewindeschrauben, welche durch die einzelnen Lamellen des Brettstapel-Elementes hindurch mit dem Rahmen verschraubt werden, hergestellt. Durch eine fehlende Querschicht – beispielsweise eine BFU-Platte – kann sich im Schraubenloch durch die wiederholte Belastung ein Schlupf einstellen und vergrößern, wodurch die Systemsteifigkeit abnimmt. Bestätigt wird dies durch die Messung von zunehmenden Verformungen im Bereich des Wandkopfes in vertikaler Richtung. Dabei wird deutlich, dass durch höhere Steifigkeiten infolge der Estrichschicht die Belastungen in der Verschraubung infolge der zunehmenden „Starrkörperrotation“ der Wandscheibe ansteigen und zu höheren Verformungen der Verbindungsmittel und damit auch der vertikalen Verschiebung des Wandkopfes führen. Ein Ansteigen der Versuchslast und der Übergang in den plastischen Bereich, der bei großen Mittenauslenkungen (50 mm) durchaus zu erwarten ist, treten aufgrund des Kraftabbaus infolge des Schlupfes nicht auf.

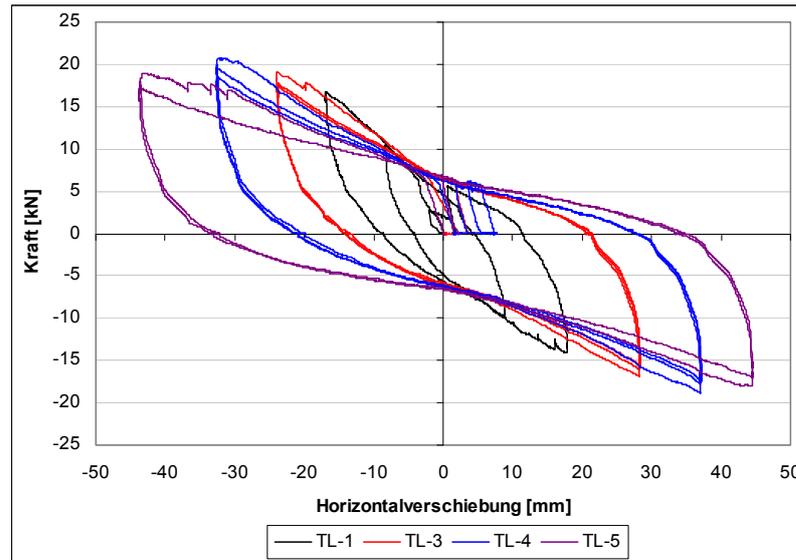


Abb. 49 Lastzyklusversuch DG-TL

Bei dem Lastzyklusversuch der Serie DG-PS wurden nach dem Grundversuch die Verschiebungswegschleifen 30, 40 und 50 mm aus der Mittellage gefahren.

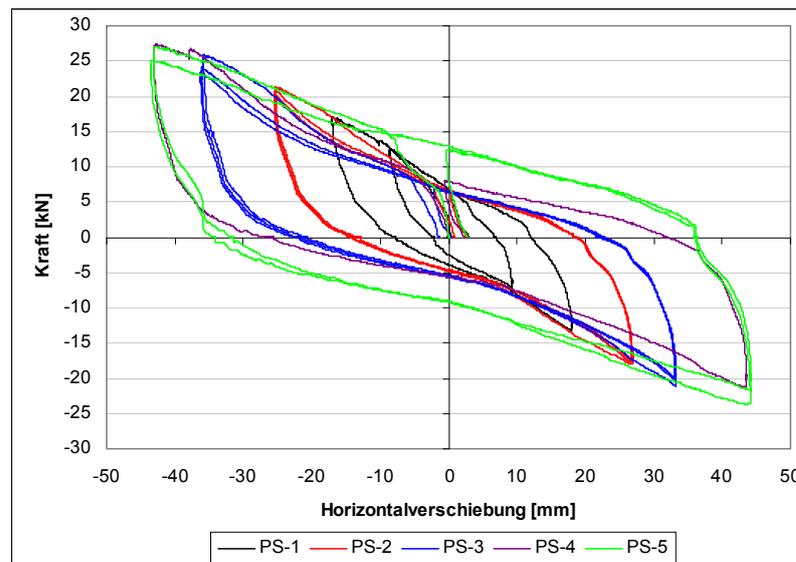


Abb. 50 Lastzyklusversuch DG-PS

Auch hier tritt eine Abnahme der Wandsteifigkeit aufgrund der wiederholten Belastung ein, die auch auf die unvollständige Einspannung des Wandelementes am Wandkopf zurückgeführt werden kann. Selbst eine Erhöhung der Auflast von im Mittel 20 kN/m auf 50 kN/m bringt keinen weiteren Anstieg der Wandsteifigkeit mit sich. Die Lastschleife PS-5 stellt die größte Belastung aller im Rahmen dieses Forschungsvorhabens getesteten Wandelemente dar, da neben einer großen Auflast von 50 kN/m auch die horizontale Verschiebung 50 mm beträgt. In diesen oberen Lastbereich zeigen sich deutliche Risse im Estrich, die zusammen mit den oben beschriebenen Effekten die Steifigkeitsdegradation begründen. Obwohl der Estrich viele Risse aufweist, bleibt der Verbund zwischen mineralischer Deckschicht und Holzoberfläche bestehen, was bei der Demontage und der Trennung der Schichten nachgewiesen werden konnte.

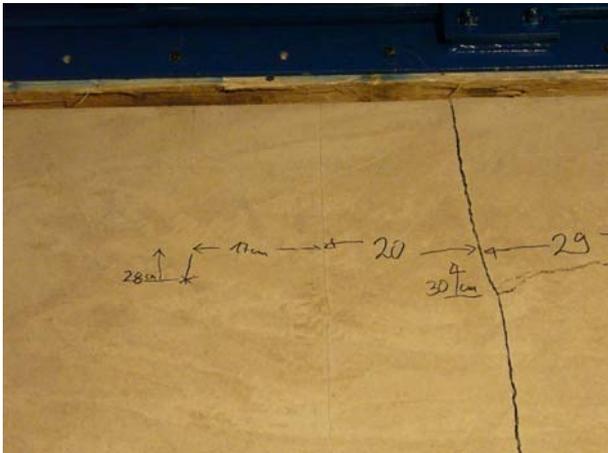


Abb. 51 Rissbildung nach Lastzyklusversuch DG-PS-5



Abb. 52 Bestehender Verbund zwischen mineralischer Deckschicht und Holzoberfläche durch Holzfasern im Calciumsulfatfließestrich; Wand-Deckschicht nach Demontage nach dem Versuch (links) und Deckschichten aus Scherversuchen mit Putzschiene und Trapezprofil sowie eingebetteten Fasern (rechts) der Holzoberfläche

3.6 Photogrammetrische Untersuchungen

3.6.1 Einführung

Bei den zuvor beschriebenen Wandversuchen wurden neben den klassischen taktilen Messmethoden teilweise auch die Wandverformungen mit einem speziellen photogrammetrisches Messsystem erfasst. Hierdurch konnten umfangreiche Informationen zum Verformungsverhalten gewonnen werden.

Bei der angewandten photogrammetrischen Messverfahren handelt es sich um eine berührungslose optische Messtechnik, bei der die Verschiebung (Lageveränderungen) von auf der Bauteiloberfläche applizierter Messmarken sehr präzise mittels einer im Postprozess erfolgenden computergestützten Bildauswertung bestimmt werden. Die dazu benötigten Messbildsequenzen werden mit computergesteuerten hochauflösenden digitalen Videomesskameras aufgezeichnet. An der Professur Holz- und Mauerwerksbau wurden in mehreren bereits abgeschlossenen, umfangreichen Forschungsvorhaben dieses für Bauteiluntersuchungen sehr leistungsfähige neuartige Messverfahren bis zur Anwendungsreife weiter entwickelt (RAUTENSTRAUCH et al. 2008, FRANKE 2008).

In der hier angewandten Methode der Nahbereichsphotogrammetrie unterscheidet man zwischen 2D- und 3D-Verfahren. Für das 2D-Verfahren benötigt man eine hochauflösende Messkamera in Verbindung mit einem speziellen telezentrischen Messobjektiv. Dieses Messobjektiv ist so aufgebaut, dass für den definierten Messbereich ein paralleler Strahlengang erzeugt wird. Dabei ist eine besondere Qualität der optischen Bauteile erforderlich, bei der die Verzeichnung minimal und gleichmäßig über die Linsenoberfläche verteilt ist. Für die Messung wird die Kamera mit einem hochauflösenden Spezialchip normal zur Messoberfläche angeordnet. Mit Hilfe des objektseitig parallelen Strahlenganges ist es möglich, die Mittelpunktskordinaten der applizierten Messmarken in der rechtwinklig zum Strahlengang angeordneten Messebene (welche der Bauteiloberfläche entspricht) zu bestimmen. Die im Zuge der Bauteilverformungen sowie Bauteilbewegungen dann auftretenden absoluten sowie relativen Translationen der kreisrunden Messmarken, werden dann über mit einer Genauigkeit im Subpixelbereich durchgeführten Mittelpunktskordinatenbestimmung erfasst und können somit zur sehr genauen Detektion von kleinsten Bewegungen und Verformungen ausgewertet werden. Die Auswertungen der aufgezeichneten Messbildsequenzen werden im Post-Prozess mittels einer am Lehrstuhl entwickelten speziellen Software durchgeführt, wobei die während des Versuches gleichzeitig erfolgten Kraftmessungen mittels einer Triggerung jedem Messbild eindeutig zugeordnet sind. Hieraus lässt sich das Verformungsverhalten der Versuchskörper unter Kraffteinwirkung sehr exakt und in einem gewünschten feinmaschigen Messstellenraster bestimmen. Im Zuge einer weitergehenden Auswertung stellt die damit mögliche direkte Verknüpfung der Messpunkte über zugeordnete Elementknoten auch eine sehr gute Grundlage für die Kalibrierung der für Simulationen genutzten FE-Modelle dar.

Die beschriebene Methode der 2D-Messung eignet sich aufgrund der erzielbaren extrem hohen Auflösungen besonders für die Erfassung der in lokalen Bauteilbereichen vorhandenen sehr kleinen absoluten Verformungen. In diesem Forschungsvorhaben wurde daher dieses Messverfahren zur Bestimmung der in hochbeanspruchten Detailpunkten eines Bauteils – beispielsweise an Auflagern oder in Verankerungsbereichen – eingesetzt.

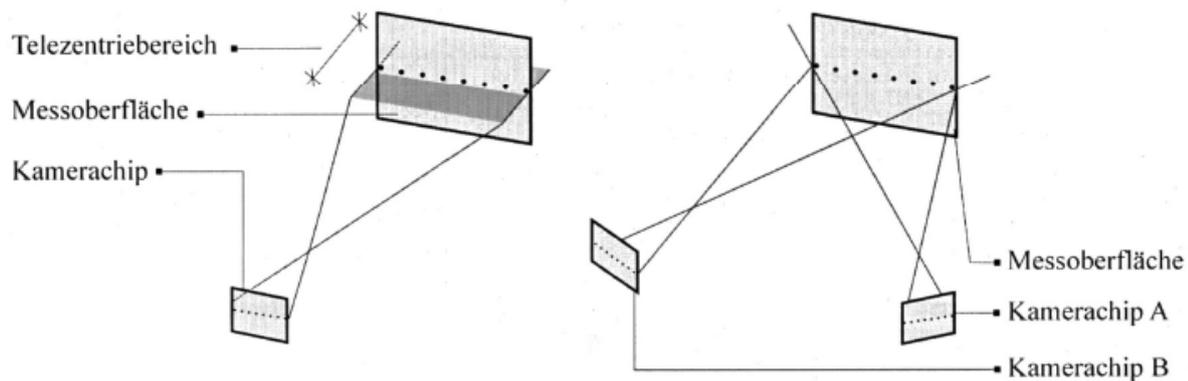


Abb. 53 2D-Photogrammetrie (links) und 3D-Verfahren (rechts) aus FRANKE (2008)

Im Gegensatz zum 2D-Verfahren ist bei der 3D-Photogrammetrie auch die Erfassung der dritten Dimension möglich, da mittels mehrerer Kamerapositionen räumliche Messpunktkoordinaten gewonnen werden können. Hierfür ist der Einsatz von mindestens zwei synchronisiert arbeitenden Messkameras, die verschränkt zur Messoberfläche positioniert sind, erforderlich. Dabei sollten die Winkel der Kamerapositionierung zum Messobjekt möglichst unterschiedlich sein, ohne die Oberfläche und deren Messmarken jedoch zu stark verzerrt abzubilden. Zur Kalibrierung der Bildmessung werden weiterhin zusätzliche vom Bauteil unabhängige sowie während der gesamten Versuchsdauer konservative und in den jeweiligen Messbildern stets mit abzubildende Messmarken mit bekannten relativen Koordinaten benötigt. Für die Bestimmung der Messpunktkoordinaten wird dann aus der Kombination der jeweiligen Bilder der beiden Kameras und der zuvor beschriebenen Identifikation der Messmarken unter Einbeziehung der Strahlengänge zwischen den Messmarken und dem Kamerachip ein überbestimmtes Gleichungssystem gewonnenen. Die mit Berücksichtigung vorhandener nichtlinearer Verzerrungen des optischen Strahlenganges hinsichtlich der Minimierung der Parameterabweichungen optimierte Parameterlösung des Gleichungssystems erfolgt dann mittels einer speziellen Software und liefert damit die innerhalb eines Toleranzbereiches exakten 3-D-Mittelpunktkoordinaten der Messpunkte. Die weitere Auswertung erfolgt dann analog zum 2D-Verfahren. Weitere Details zu diesem Messverfahren können der Literatur entnommen werden (RAUTENSTRAUCH et al. 2008, FRANKE 2008).

Ein wesentlicher Vorteil des 3D-Verfahrens gegenüber der 2D-Photogrammetrie ist die nur durch die Bildauflösung sowie die Größe der Messmarken und durch die angestrebte Genauigkeitsklasse beschränkten Abmessungen des Messfeldes. Daher können die Verformungen ganzer Bauteile derzeit nur mit dem photogrammetrischen 3D-Messsystem erfasst werden. Im Zuge dieses Forschungsvorhabens sollte der Einsatz der Photogrammetrie somit ergänzend zu den Messwerten der stets eingesetzten klassischen taktilen Messverfahren zusätzlich weiterführende detaillierte Zusatzinformationen zum Bauteilverhalten liefern und gleichfalls zur Verifikation herangezogen werden.

3.6.2 Photogrammetrische Messungen an hybriden Wandelementen

Bei den Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Wandelementen mit mineralischer Deckschicht wurde parallel zu den taktilen Messungen auch bei einigen Wandversuchen die 3D-Photogrammetrie eingesetzt. Hierbei wurde ein Kamerasystem bestehend aus zwei hochauflösenden digitalen Videokameras SVS 11002 der Firma SVS-Vistek verwendet, die mit einem monochromen CCD-Sensor mit einer Auflösung von 4008 x 2672 Pixel ausgestattet sind. Die Aufnahmen erfolgten mit speziellen verzerrungsarmen Messobjektiven.

Für jede Konfiguration erfolgte eine Kalibrierung, um die Verzeichnung der Optik bestimmen zu können und diese bei der Auswertung zu berücksichtigen. Die Untersuchungen mit dem photogrammetrischen Messsystem wurden an Probekörpern der Serien DG, DG-PS sowie DK-BFU-PS durchgeführt.

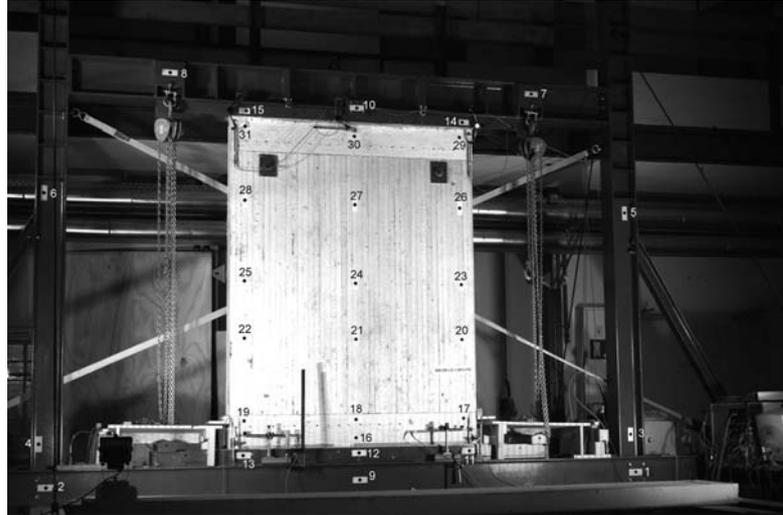


Abb. 54 Versuchsaufbau und Anordnung der photogrammetrischen Messmarken (Messbild)

Die obige Abbildung 54 zeigt aus der Kameraposition beispielhaft den Blick auf ein Wandelement mit der typischen Anordnung der Messmarken auf der Brettstapelseite. Die Messmarken haben einen Durchmesser von 30 mm und werden gleichmäßig über das Wandelement verteilt sowie an markanten Stellen des Versuchsrahmens angebracht.

Für die 3D-Photogrammetrie sind mindestens zwei Kamerastandpunkte erforderlich, um auch räumliche Koordinaten bestimmen zu können. Dabei müssen die Kameras entsprechend nachfolgender Grafik in einem günstigen Winkel zur Messoberfläche angeordnet werden. Die Abstände zwischen Kamerastandpunkt und Wandelement ergeben sich dabei in Abhängigkeit der Messfeldabmessungen.

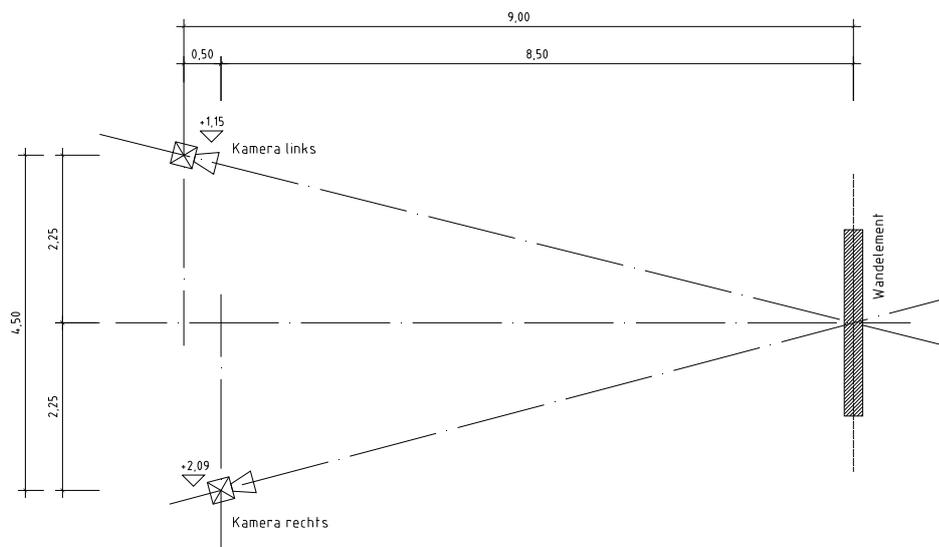


Abb. 55 Kamerapositionen für die 3D-Photogrammetrie

3.6.3 Versuchsauswertung

Die Auswertung der Versuche mit dem photogrammetrischen Messsystem beinhaltet die Analyse der Wandverformungen. Die tatsächliche Verschiebung der Punkte während des Versuchs konnte anhand von Verformungsdiagrammen dokumentiert werden. Des Weiteren konnten mittels einer Berechnung der Winkel und Winkeländerungen eines aus 3 Messpunkten gebildeten lokalen Dreiecks (Triangulation) Aussagen zur Schubverzerrung des Wandelements gemacht werden, welche direkte Rückschlüsse auf die zugeordnete Steifigkeit des Elements oder Elementbereiches zuließen.

3.6.3.1 Serie DG

Nachfolgende Abbildung zeigt das Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm für den Lastzyklusversuch eines rohen Brettstapel-Elements der Serie DG mit einer Auslenkung von ± 50 mm aus der Mittellage bei gleichzeitiger Wirkung einer vertikalen Wandbelastung. Die photogrammetrische Auswertung erfolgt an drei markanten Stellen des Last-Verformungs-Pfades.

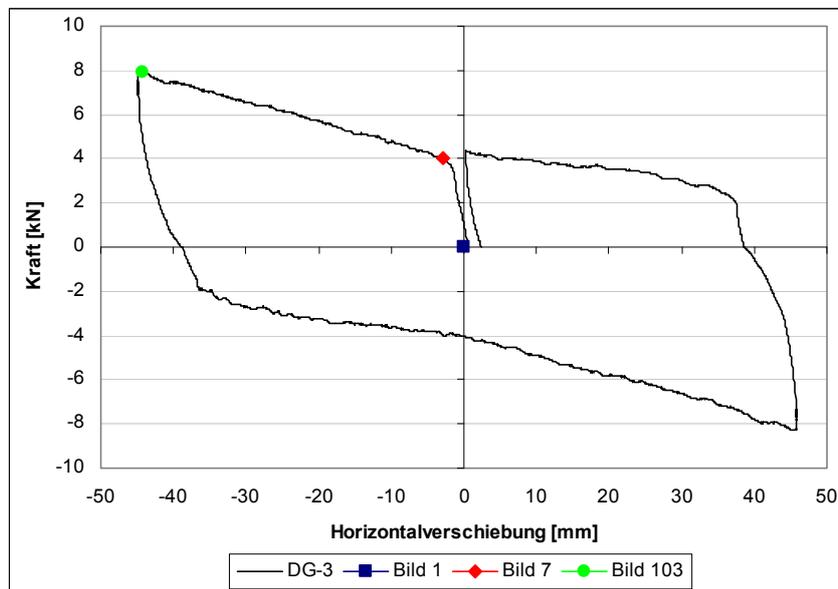


Abb. 56 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm und zugehörige Auflast (Lastzyklusversuch DG-3)

Dazu wurden aus den mit beiden Kameras synchron aufgenommenen Bildpaaren (nachfolgend als Bild-Nr. bezeichnet), wie zuvor beschrieben, für jeden Messzeitpunkt die aktuelle Position der hier betrachteten Messmarken bestimmt und dann farblich codiert in die Abbildung 56 eingetragen. Die Ausgangskonfiguration zum Versuchsbeginn ist mit Bild 1 bezeichnet und Bild 7 kennzeichnet die Stelle des Überganges von (Verformungs-) Phase 1 zu Phase 2, während Bild 91 die maximale Auslenkung des Wandelementes kennzeichnet. Jede Sequenz eines Bildpaares repräsentiert dabei einen definierten Zeitpunkt des auf das Wandelement aufgetragenen Verformungsweges. Die folgende Tabelle beinhaltet die Zuordnung der Kräfte und Verschiebungswege des Hydraulikzylinders zu den einzelnen Messbildern. Bei den in den Diagrammen angegebenen Verschiebungen handelt es sich um die tatsächliche Verschiebung des jeweiligen Messpunktes, welche aufgrund der nichtvollständig starren Befestigung des Wandfußes an der zur Einleitung der Verschiebung benötigten Stahltraverse geringfügig geringer ist als der Kolbenweg des Zylinders.

Tab. 6 Zuordnung Bilder-Kräfte (Lastzyklusversuch DG-3)

Bild-Nr.	Kraft	Kolbenweg
1	0,00 kN	0,0 mm
7	4,04 kN	3,8 mm
103	7,89 kN	49,9 mm

Bei der maximalen Horizontalverschiebung mit einem Kolbenweg von 50 mm, wurde eine Widerstandskraft der Wand von 7,89 kN gemessen. Mit Hilfe der 5-fach überhöhten Darstellung (Skalierfaktor 5) der tatsächlichen Verschiebung einzelner Messmarken kann neben dem planmäßigen Versuchsablauf insbesondere auch die, im Verlauf der weggesteuert aufgebrauchten Verschiebung des Fußpunktes (Punkte 17 bis 19), im gesamten Wandbereich auftretende gleichmäßige Verformung gezeigt werden. Die Wandverzerrung erfolgt in allen Punkten als Parallelogramm. Vor allem die Darstellung der Verschiebung der Punkte 29 bis 31 dokumentiert die schon zuvor erwähnte unvollständige Einspannsituation der Wand, welche aus dem sich einstellenden und mit der wiederholten Beanspruchung weiter zunehmenden Schlupf in der Verschraubung mit der Stahltraverse resultiert.

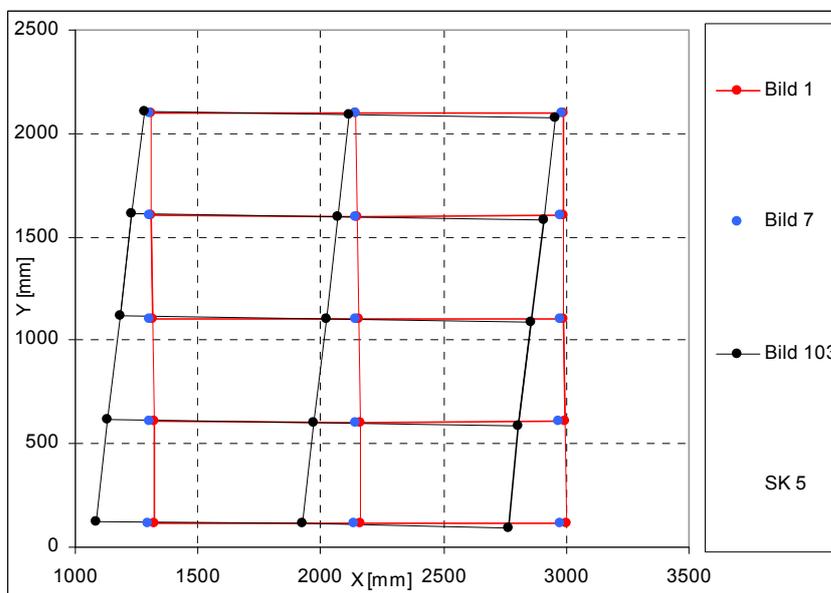


Abb. 57 Tatsächliche Wandverformung (Lastzyklusversuch DG-3) mit überhöhter Darstellung (Skalierfaktor 5)

Die Anordnung der Messmarken auf dem Probekörper erlaubt die detaillierte Bewertung der Verformungen der Wandfläche infolge der im Versuch weggesteuert aufgebrauchten Horizontalverschiebung des Wandfußes. Die über die Wandhöhe in einer Reihe vertikal angeordneten Marken wurden jeweils auf einer Lamelle appliziert, um auch die gegenseitige Verschiebung sowie die Deformation der Lamellen zu ermitteln.

Die Auswertung der den Messmarken jeweils zugeordneten Winkeländerungen wird in der nachfolgenden Abbildung präsentiert und ermöglicht damit die Schlussfolgerung auf die Größe sowie Verteilung der Schubverzerrungen der Wand. Wird vereinfachend zunächst ein proportionaler Zusammenhang zwischen Winkeländerung und Schubverzerrung unterstellt, so kann die Winkeländerung als ein Maß für die lokale Schubsteifigkeit der Wand angesehen werden. Mit einer Einteilung des Wandelementes in einzelne Bereiche kann dann für einzelne Messzeitpunkte jeweils die zugeordnete auf die Ausgangslage bezogene Veränderung der Schubverzerrungsverteilung abgeleitet werden.

Die flächenhafte Darstellung der Winkelverdrehungen erfolgt dann in einem Graustufen-diagramm. Gut zu erkennen ist die sehr gleichmäßige Verdrehung über die gesamte Wandfläche, was auf eine gleichmäßige Verteilung der Steifigkeit über die Versuchswand hindeutet. Die Brettlamellen des Wandelementes stehen senkrecht nebeneinander und sind durch äquidistant, orthogonal hierzu angeordnete Hartholzdübel verbunden. Durch die vorhandenen Dübelstöße werden die zwischen den Brettlamellen übertragbaren Kräfte weiter reduziert, so dass rohe Brettstapelelemente nur bedingt für die Aufnahme großer Scheibenschubkräfte geeignet sind. Die rohen Brettstapel-Wandelemente der Serie DG stellen somit im Vergleich mit den mit einer mineralischen Deckschicht versehenen Wandelementen den unteren Grenzfall mit der geringsten Steifigkeit und den größten Schubverzerrungen dar.

0,1603	0,1361	0,1524	0,1535
0,1641	0,1399	0,1576	0,1587
0,1114	0,1243	0,1421	0,1403
0,1179	0,1308	0,1410	0,1391
0,1159	0,1269	0,1370	0,1722
0,1113	0,1223	0,1355	0,1707
0,1921	0,1399	0,1531	0,1458
0,1897	0,1375	0,1533	0,1459

1,0628	1,0313	0,9457	0,9445
1,0640	1,0325	0,9536	0,9524
1,0417	1,0525	0,9736	0,9767
1,0454	1,0561	0,9685	0,9717
1,0373	1,0427	0,9551	0,9691
1,0356	1,0410	0,9604	0,9744
0,9737	1,0184	0,9378	0,9428
0,9855	1,0303	0,9291	0,9340

0	0,06	0,12	0,18	0,24	0,3	0,36	0,42	0,48
0,54	0,6	0,66	0,72	0,78	0,84	0,9	0,96	1,02

Abb. 58 Winkeländerung [°] einzelner Wandbereiche für die Bildpaare 7 (links) und 103 (rechts)

3.6.3.2 Serie DG-PS

Auf das zuvor untersuchte rohe Brettstapel-Wandelement wurde anschließend eine mineralische Deckschicht aus Anhydritestrich aufgebracht. Die zuvor in der Verbundzone aus konstruktiven Gründen zusätzlich auf einzelne Brettlamellen aufgeschraubten Putzschienen (Winkelprofil aus Streckmetall) übernehmen dabei hauptsächlich die Funktion der Lagesicherung der abgebundenen Estrichschicht und eignen sich kaum zur Übertragung größerer Kräfte. Der Vergleich der im Zuge der nachfolgend ausgewerteten Wandversuche gewonnenen Ergebnisse demonstrierten deutlich die Auswirkung dieser mineralischen Deckschicht auf die Scheibensteifigkeit des Wandelementes.

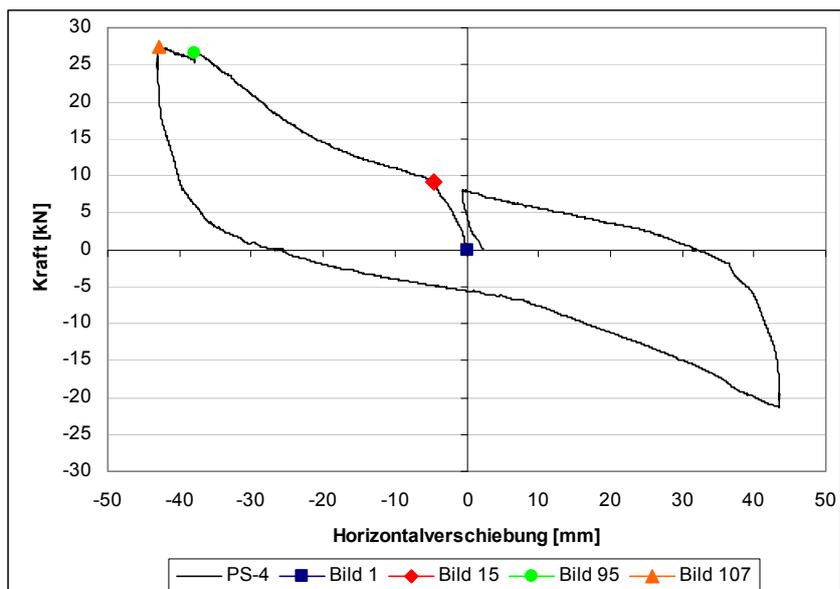


Abb. 59 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm und zugehörige Auflast (Lastzyklusversuch DG-PS)

Analog zu der zuvor bei der Serie DG gewählten Vorgehensweise kennzeichnet wiederum Bild 1 die Nulllage (Ausgangskonfiguration), während Bild 15 den Zeitpunkt des Überganges von Phase 1 in Phase 2 darstellt. Die Bilder 91 und 97 kennzeichnen das Erreichen des maximalen Endwertes der weggesteuert aufgetragenen Horizontalverschiebungen des Wandfußes im Bereich von 50 mm. Den mit der wiederum mit der Bild-Nr. gekennzeichneten Zeitpunkten sind die in der Tabelle 7 aufgeführten, jeweils im Versuch gemessenen, Weg- und Kraftgrößen (Widerstände) zugeordnet:

Tab. 7 Zuordnung Bilder-Kräfte (Lastzyklusversuch DG-PS)

Bild-Nr.	Kraft	Kolbenweg
1	0,00 kN	0,0 mm
15	9,17 kN	6,2 mm
95	26,50 kN	44,6 mm
107	27,32 kN	50,3 mm

Ebenso wie bei der Serie DG zeigt die Auswertung des Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramms und die Analyse der Verrückungen der einzelnen Messmarken die bereits beschriebene konstruktiv bedingte unvollständige Einspannsituation des Wandfußes sowie Wandkopfes bzw. die dort vorhandenen Effekte infolge des unvermeidlichen Schlupfes der Befestigungsschrauben. Im Bereich der aufgetragenen Maximalverschiebung dreht sich das nunmehr noch steifere Wandelement teils aus der oberen Halterung heraus und bei der zyklisch wiederholten Beanspruchung vergrößerte sich das Lochspiel der Schrauben weiter. Auffällig dabei war, dass die Wandpunkte sich nicht mehr durchgängig parallel verschieben, sondern dass offensichtlich ein leichter Knick innerhalb der Wand auftritt. Dass dieser Effekt auf der rechten Wandseite größer ist, als auf der Linken, liegt in der unterschiedlichen Steifigkeit der Wandhälften begründet.

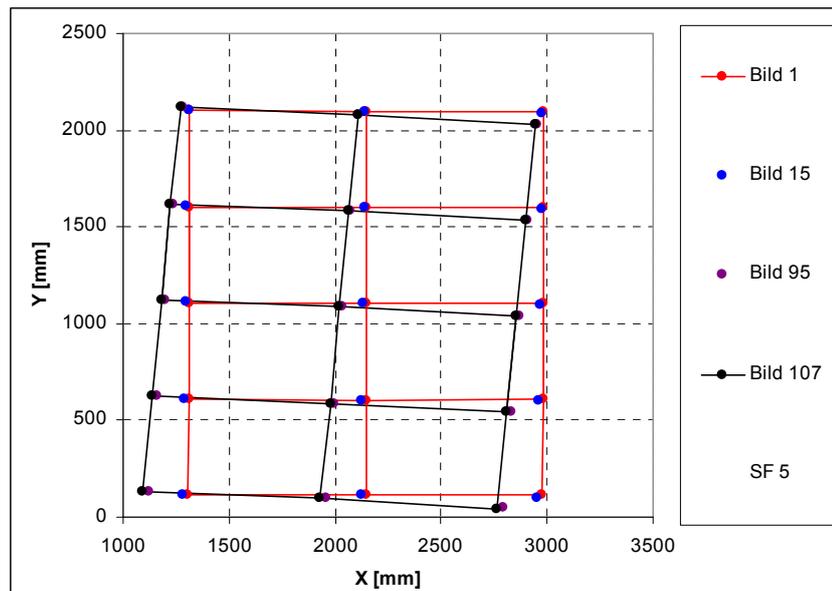


Abb. 60 Überhöhte Darstellung der tatsächlichen Wandverformung (Lastzyklusversuch DG-PS-4)

Es konnte somit festgestellt werden, dass die aufgetragene mineralische Deckschicht infolge des offenbar bestehenden direkten Verbundes mit der Holzoberfläche die Wandsteifigkeit im Vergleich zur rohen Brettstapelwand signifikant erhöht. Im vorliegenden Wandversuch wird dieser auch erwartete Versteifungseffekt bei der Betrachtung der mit dem photogrammetrischen Messverfahren ermittelten Absolutwerte sowie der Verteilung der Winkelverdrehungen besonders deutlich. Die den ausgewählten Versuchsstadien zugeordneten nachfolgenden Abbildungen zeigen wiederum die insgesamt relativ gleichmäßig über die Wandfläche verteilten Beträge der lokalen Winkelverdrehungen. Wie der Vergleich der in der nachfolgenden Abbildung dargestellten Auswertung aus den Messbildern 15 und 95 demonstriert nehmen erwartungsgemäß mit zunehmender Verschiebung des Wandfußes auch annähernd proportional die Winkelverdrehungen zu. Gegenüber den rohen Brettstapel-Elementen der Serie DG konnte durch das Aufbringen der Estrichdeckschicht bei einem Betrag der weggesteuert Horizontalverschiebung des Wandfußes von etwa 50 mm eine Zunahme der horizontalen Widerstandskraft der Wand um das 3,5-fache erzielt werden. Gleichfalls treten bei dem Wandelement mit mineralischer Deckschicht deutlich kleinere lokale Winkeländerung auf, so dass damit auch eine sich weitgehend proportional dazu verringernde mittlere Schubverzerrungen des hybriden Wandelementes ableiten lässt.

0,0356	0,0178	0,0068	0,0089
0,0160	0,0017	0,0001	0,0158
0,0047	0,0194	0,0212	0,0098
0,0134	0,0281	0,0133	0,0019
0,0074	0,0019	0,0128	0,0048
0,0052	0,0003	0,0073	0,0104
0,0281	0,0067	0,0003	0,0264
0,0315	0,0101	0,0117	0,0150

0,4841	0,4471	0,2127	0,2752
0,4651	0,4282	0,2027	0,2652
0,4187	0,4271	0,2016	0,1784
0,4101	0,4184	0,2135	0,1903
0,3958	0,3790	0,1740	0,2136
0,4009	0,3842	0,1631	0,2026
0,3832	0,4999	0,2788	0,2841
0,4184	0,5350	0,2681	0,2735

0	0,06	0,12	0,18	0,24	0,3	0,36	0,42	0,48
0,54	0,6	0,66	0,72	0,78	0,84	0,9	0,96	1,02

Abb. 61 Winkeländerung [°] einzelner Wandbereiche für die Bildpaare 15 (links) und 95 (rechts)

Die mit der photogrammetrischen Auswertung ermöglichte Berechnung der Winkeländerung einzelner Bereiche und die daraus abzuleitende Verteilung der Schubverzerrung zeigt einen engen Zusammenhang zwischen den Betrag nach größten Schubverzerrungen und der sich in der Estrichdeckschicht im Versuchverlauf einstellenden Rissbildung.

Aus der Farbverlaufdarstellung der nachstehenden Abbildung erkennt man deutlich eine dem Messbildpaar 107 (entspricht dem Zeitpunkt der aufgebrachtten größten Horizontalverschiebung von 50 mm, aus der Mittellage nach links) zugeordnete ungleiche Verteilung der Messpunktverschiebungen respektive der hieraus berechneten Winkeländerungen. Die Ursache hierfür ist eine geringere Schubsteifigkeit der linken Wandhälfte (Holzseite), welche wie das Foto eindeutig belegt aus der im dortigen Bereich auftretenden stärkeren Rissbildung im Estrich resultiert. Die links dargestellten Werte (von der „Vorderseite“ des Versuchsstandes aufgenommenes Messbild / Holzseite) zeigen eine größere Verformung der Wand, da dieser Bereich der mineralischen Deckschicht sehr viel stärker gerissen war. Bei der Betrachtung der „Rückseite“ (Estrichseite) zeigt sich ein sehr enges Rissbild mit mindestens vier großen Vertikalrissen und einigen abgehenden Diagonal- und Horizontalrissen in dem Bereich, in dem auch im Messbild die größeren Verschiebungen detektiert wurden. Demgegenüber weist, wie das Foto der Estrichseite ebenfalls belegt, hier die andere Wandhälfte so gut wie keine Riss-Schäden auf, was gleichfalls die aus dem Messbild abgeleiteten deutlich helleren Graueinfärbungen rechts der Mitte belegen.

Die Ursachen für die im Bereich des maximalen Verformungsweges auftretende Rissbildung könnten einerseits auf technologische Probleme zurückgeführt werden. Beispielsweise können im Zuge der Herstellung, der Lagerung und des Transports sowie infolge des Quell- und Schwindverhalten erhebliche Zwängungsspannungen zwischen Estrich und Holz auftreten, welche ungünstigstenfalls zur Bildung von Initialrissen führen. Andererseits konnte eine positive Beeinflussung des gesamten Rissbildungsprozesses durch eine Faserzugabe

dokumentiert werden. Dabei konnte ebenfalls gezeigt werden, dass die Entstehung sowie die deutliche Zunahme der Rissbildung aus einer zusätzlich zu den Vertikallasten aufgebrachtene Scheibenbeanspruchung der Wand oftmals erst bei sehr hohen und damit in der Baupraxis planmäßig auszuschließenden Einwirkungen eintritt. Darüber hinaus war bei allen untersuchten hybriden Wandelementen selbst nach dem Auftreten erster Schädigungen ein nur sehr langsam zunehmendes und somit insgesamt ausgeprägt duktiler Entfestigungsverhalten festzustellen.

0,6567	0,5877	0,2950	0,3503
0,6412	0,5722	0,2921	0,3473
0,5346	0,5702	0,2901	0,2797
0,5329	0,5685	0,2985	0,2881
0,5056	0,4734	0,2034	0,2677
0,5114	0,4792	0,1921	0,2563
0,5802	0,6443	0,3572	0,3783
0,6096	0,6737	0,3543	0,3754

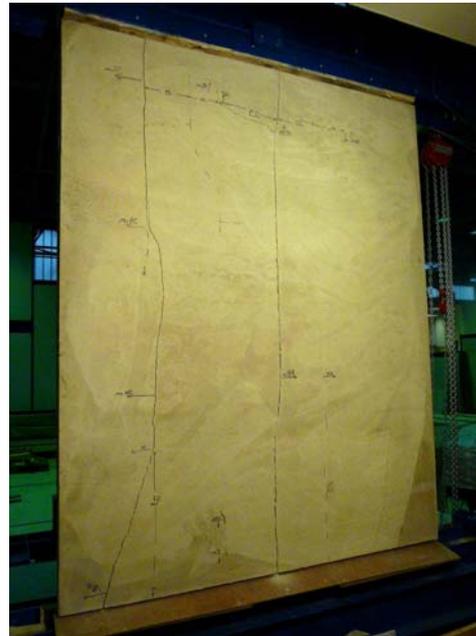


Abb. 62 Winkelverdrehungen einzelner Wandbereiche für Bildpaar 107 (Vorderseite) und zugehöriges Rissbild (Rückseite gespiegelt) beim Lastzyklusversuch der Serie DG-PS

Die in Abbildung 63 eingetragenen, jeweils aus der klassischen taktilen Messung und der photogrammetrischen Verformungsaufnahme generierten Widerstands-Verformungs-Verläufe bestätigen die Vergleichbarkeit beider Messverfahren. Deutlich zu erkennen ist der Last gleiche Verlauf der schwarzen Kurve, erzeugt aus den Messergebnissen der induktiven Wegaufnehmer am Fußpunkt der Wand, und der optischen Wegmessung an der unteren Messpunktreihe, welche als rote Kurve dargestellt ist. Die Graphen wurden aus je 7 Messbildpaaren als Mittelwert aller drei auf einer Ebene liegenden Messpunkten ermittelt. Die, aus dem am Wandfuß aufgetragenen Verschiebungsweg, resultierende Widerstandskraft wurde dabei mit einer am Hydraulikzylinder montierten Kraftmessdose erfasst. Die untere, im Diagramm rot dargestellte, Punktreihe liegt geringfügig oberhalb der Messachse der induktiven Wegaufnehmer, die mittlere Punktreihe in Wandmitte und die obere Wandreihe ca. 20 cm unter der Einspannung am Wandkopf. Die Kraft für die Wandverformung gilt daher als konstant, während die Verformung in Richtung Wandkopf abnimmt. Die Absolutverschiebung der Punkte ist also am Wandkopf geringer als am Wandfuß, der prinzipielle Verlauf der Verformungskurve ist in allen Bereichen der Wand ähnlich.

Die gezeigte Grafik stützt die Aussage der oben gezeigten Diagramme der Winkelverdrehung und zeigt den Verlauf anschaulich auch für die zwischen den als repräsentativ ausgewählten Bildsequenzen liegenden Verformungswege.

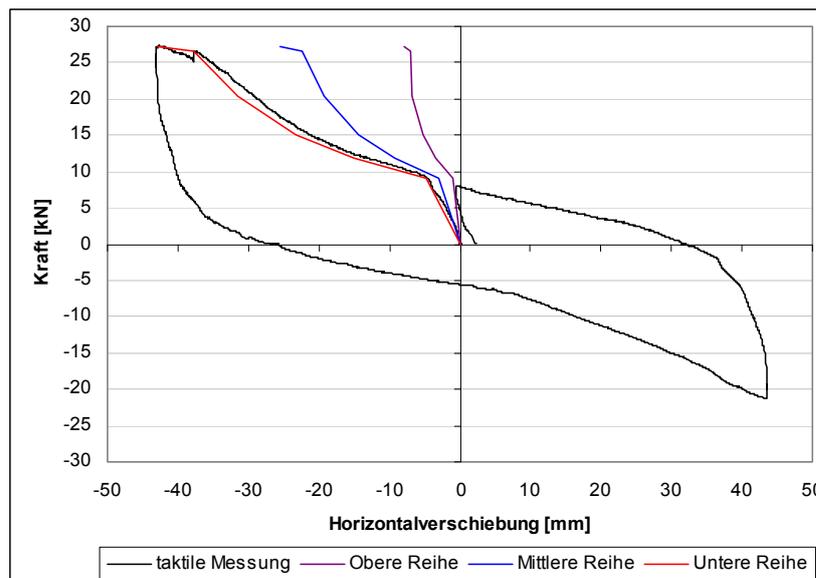


Abb. 63 Widerstandskraft-Verformungskurve für SW-DG-PS-4 auf Grundlage taktile Messung und NRM

Zur weiteren Optimierung des bereits als sehr günstig zu bewertenden Trag- und Verformungsverhaltens hybrider Wandelemente mit mineralischen Deckschichten sind somit noch weiterführende Untersuchungen insbesondere hinsichtlich der zu erwartenden sowie auch bereits grob abschätzbaren, positiven Auswirkungen potentiell weiter zu entwickelnder technologischer Aspekte z. B. des konstruktiven Wandaufbaues sowie der Eigenschaften des für die mineralische Deckschicht eingesetzten Baustoffes etc. notwendig. Bei den hier durchgeführten grundlegenden Untersuchungen konnte bereits festgestellt werden, dass ein Faserzusatz zwar eine Reduzierung der Rissbildung bewirkt, mit den bisher untersuchten verschiedenen Fasern jedoch die angestrebten Zielstellungen noch nicht vollständig erreicht und damit auch nicht alle bestehenden Potentiale ausgeschöpft werden konnten. Insbesondere an diesem Versuchskörper konnte sehr deutlich gezeigt werden, dass der zwischen mineralischer Deckschicht und Holz auftretende direkte Verbund eine baupraktisch vorteilhaft nutzbare, ganz beachtliche aussteifende Beplankungswirkung besitzt.

3.6.3.3 Serie DK-BFU-PS

Die Probekörper der Serie DK-BFU-PS haben neben der Estrichdeckschicht eine zusätzliche holzseitig im Fuß- und Kopfbereich der Wand angeordnete Verstärkung mit BFU-Plattenstreifen. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen das Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm für die im Versuch bei vorhandener Auflast gefahrenen Verschiebungszyklen mit einem am Wandfuß weggesteuert aufgebrauchten maximalen Kolbenweg von ± 40 mm aus der Mittellage.

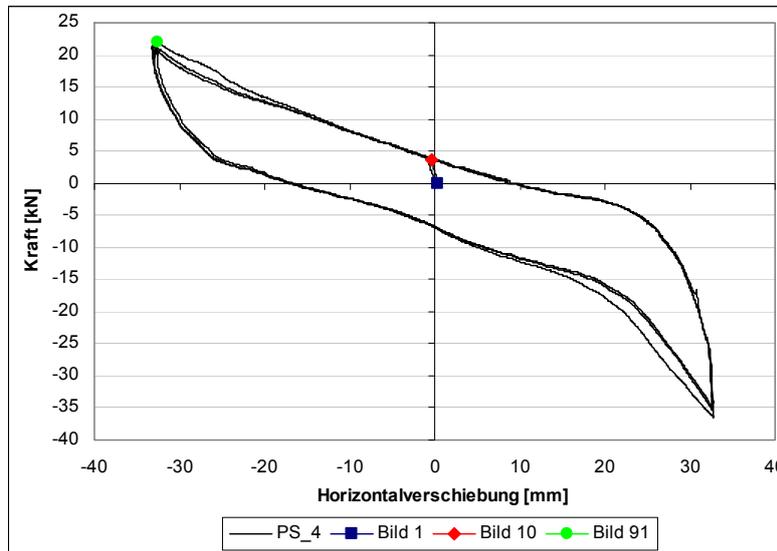


Abb. 64 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm und zugehörige Auflast (Lastzyklusversuch Serie DK-BFU-PS)

Bei der photogrammetrischen Auswertung wurde die gleiche Vorgehensweise wie bereits in den Abschnitten zuvor dargestellt angewendet. Der mit Bild 1 bezeichnete Zeitpunkt dient als Nulllage, Bild 10 kennzeichnet den Übergang von Phase 1 zu Phase 2, während Bild 91 die größte Widerstandskraft charakterisiert. Die Zuordnung der gemessenen Widerstände und Kolbenwege zu den einzelnen Bildern kann der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Tab. 8 Zuordnung Bilder-Kräfte (Lastzyklusversuch Serie DK-BFU-PS)

Bild-Nr.	Kraft	Kolbenweg
1	0,00 kN	0,0 mm
10	3,58 kN	2,2 mm
91	22,01 kN	41,1 mm

Im Vergleich zu den rohen Wandelementen der Serie DG wies die bei dieser Wand gemessene Widerstandskraft trotz geringerer weggesteuert aufgebrauchter horizontaler Verschiebungen etwa den dreifachen Wert auf. Die aus den Messkoordinaten der Bildauswertung ermittelten Winkelverdrehungen sind um den Faktor 50 kleiner, wodurch die aussteifende Wirkung von Estrichdeckschicht und insbesondere der zusätzlichen BFU-Verstärkung eindrucksvoll belegt werden kann. Die 5-fach überhöhte Darstellung (Skalierfaktor = 5) der tatsächlichen Verschiebung einzelner Messmarken verdeutlicht die Bewegung des Wandelements während des Versuchs. Vor allem die Darstellung der Verschiebung der Messmarken 29 bis 31 zeigt die auch bei den Serien DG und DG-PS auftretende, aus der Verwendung von stiftförmigen Verbindungsmitteln und dem im Versuchsverlauf anwachsenden Befestigungsschlupf resultierende, relativ „weiche“ Einspannung der Wand in der Stahltraverse des Versuchsrahmens. Auch das zum Wandfuß analoge Herausdrehen am Wandkopf stellt sich trotz der vorhandenen BFU-Verstärkung ein, jedoch bewirkt die BFU-Platte

eine höhere Lochleibungsfestigkeit des Schraubenanschlusses und damit eine steifere Einspannung. Daher konnte am Ende des Versuches eine sehr starke Verformung der Schrauben festgestellt werden. Die vom Kolbenweg von 41 mm deutlich abweichende Horizontalverschiebung der Messpunkte 17 bis 19 am Wandfuß um i. M. 35 mm, dokumentieren ebenfalls die bereits zuvor beschriebene Anschlussnachgiebigkeit.

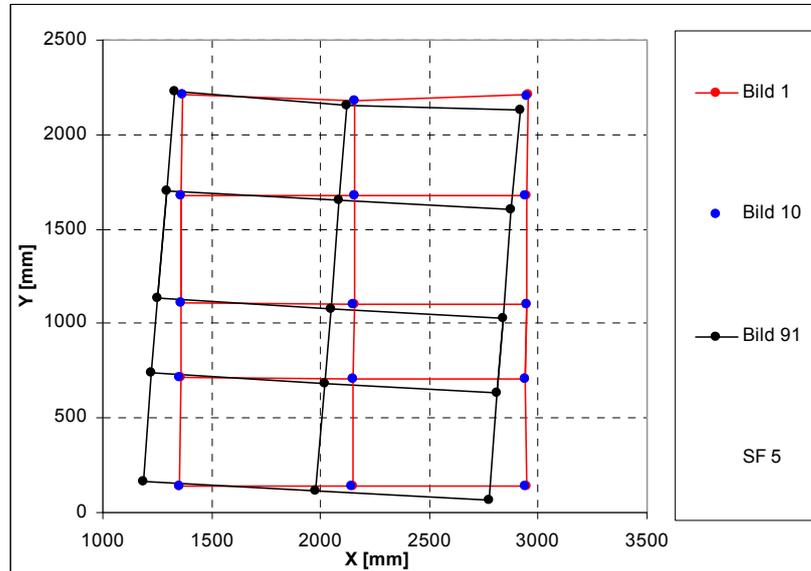


Abb. 65 Überhöhte Darstellung der tatsächlichen Wandverformung (Lastzyklusversuch Serie DK-BFU-PS)

Der Probekörper mit BFU-Verstärkung und aufgebrachtener Calciumsulfatfließestrich-Deckschicht zeigt im Vergleich zu den Serien DG und DG-PS ein deutlich steiferes Verformungsverhalten, welches die effiziente Verstärkungswirkung der am Wandkopf und -fuß zusätzlich aufgeklebten Holzwerkstoffplattenstreifen untermauert. Wie aus den nachfolgend angegebenen Winkeländerungen abzuleiten ist, bewirkt die aufgebrauchte Horizontalverschiebung von 40 mm bei dieser Wand nur relativ geringe Schubverzerrungen.

0,0004	0,0002	0,0096	0,0050	0,0528	0,0609	0,0284	0,0301
0,0035	0,0041	0,0020	0,0065	0,0437	0,0519	0,0241	0,0258
0,0029	0,0024	0,0036	0,0024	0,0581	0,0535	0,0257	0,0261
0,0066	0,0071	0,0083	0,0094	0,0544	0,0498	0,0300	0,0305
0,0112	0,0112	0,0041	0,0045	0,0611	0,0495	0,0297	0,0282
0,0033	0,0033	0,0059	0,0055	0,0621	0,0504	0,0226	0,0210
0,0000	0,0019	0,0008	0,0073	0,0492	0,0541	0,0262	0,0230
0,0039	0,0020	0,0003	0,0068	0,0351	0,0399	0,0235	0,0203

0	0,06	0,12	0,18	0,24	0,3	0,36	0,42	0,48
0,54	0,6	0,66	0,72	0,78	0,84	0,9	0,96	1,02

Abb. 66 Winkeländerung [°] einzelner Wandbereiche für die Bildpaare 10 (links) und 91 (rechts)

3.7 Numerische Simulation

3.7.1 Einleitung

Der Einsatz spezieller FEM-Programme im Bauwesen ist derzeit ein weit verbreitetes Hilfsmittel, um bequem Bauteilgeometrien zu optimieren und damit die Produktionskosten für Neuentwicklungen drastisch zu reduzieren. Die Entwicklung neuer Bauteil-Technologien und die damit verbundene Beherrschung komplexer Vorgänge sowie die Erforschung der Gebrauchstauglichkeit können in der künftigen Entwicklung nur im Zusammenspiel von speziell ausgerichteten Experimenten und dem Einsatz damit kalibrierter numerischer Simulationen erreicht werden. Somit stellt auch in diesem Forschungsvorhaben die numerische Simulation der Schubwände ein unverzichtbares Werkzeug zur effizienten und kostengünstigen Untersuchung des Tragverhaltens dar und bietet ferner die Möglichkeit zur kurzfristigen Realisierung von Parameterstudien und Optimierungen.

Durch die somit erfolgte frühzeitige Integration der Modellierung in den Entwicklungsprozess der Hybrid-Bauteile sind jedoch nicht nur eine Vielzahl von Möglichkeiten und Vorzügen gegeben. Vielmehr traten zunächst die bei führenden Softwaresystemen, bezüglich ihrer als Standard implementierten Berechnungsmethoden noch bestehenden Grenzen sowie Einschränkungen hervor. Insbesondere bei der Kombination der Baustoffe Holz und Anhydrit, welche jeweils ein komplexes und bisher nur teilweise erforschtes, nichtlineares hygrothermisches Materialverhalten zeigen, werden bei der hier angestrebten möglichst realitätsnahen Modellbildung somit schnell die Leistungsgrenzen erreicht. Daher musste im Forschungsprojekt eine Balance zwischen Nutzen und Aufwand für die Simulation herausgearbeitet und mit dem FEM-Programm ANSYS[®], das sich zur Berechnung von linearen und nichtlinearen Problemen im Bereich der Strukturmechanik über Jahre etabliert hat, realisiert werden. Bereits im Vorfeld der experimentellen Untersuchungen bestand die Zielstellung in der möglichst zutreffenden Abbildung des Strukturverhaltens der Brettstapelelemente sowie der Auswahl geeigneter Probekörpergeometrien für die durchzuführenden experimentellen Untersuchungen. Diese wurden anschließend auf der Basis dieser Simulationsergebnisse in Zusammenarbeit mit den Herstellern konzipiert und hergestellt. Die Einarbeitung der Versuchsergebnisse in das FE-Modell und die damit verbundene schrittweise Anpassung des Simulationsmodells an das reale Tragverhalten der Schubwand war Gegenstand weiterer Betrachtungen. Die Angleichung der Modellparameter, wie zum Beispiel der Kontaktsteifigkeiten oder der nachgiebigen Einspannung der Wand in den Rahmen, erfolgte zeitgleich im Zuge der Experimente. Als Ergebnis stand ein "ANSYS[®]-Modell" zur Verfügung, welches das Gesamttragverhalten der Schubwand innerhalb gewisser Grenzen realitätsnah abbilden konnte. Mit diesem Modell konnten abschließend Parameterstudien durchgeführt und Optimierungen, für in mehrgeschossigen Holzgebäuden benötigte leistungsfähige Schubwandausbildungen, erarbeitet werden.

Die durchgeführten numerischen Simulation untergliedern sich in drei Teilbereiche:

- Erstellung eines Finite-Elemente-Modells für die Voruntersuchungen zur Bauteilgeometrie
- Ergänzung sowie Kalibrierung des Modells mittels der experimentellen Ergebnisse
- Parameterstudien zur Optimierung des Tragverhaltens der Schubwände

Dabei wurden folgende Parameter variiert:

- Wandlänge
- Dübelanordnung
- Dübelstöße

Daraus wurden vier Varianten entwickelt und miteinander verglichen. Im Vorfeld der experimentellen Untersuchungen wurden mittels Simulation weitere für die Konzeption der durchzuführenden Wandversuche wichtige Grenzparameter, wie beispielsweise der maximale horizontale Verschiebungsweg sowie eine sinnvolle Größenordnung für die dabei gleichzeitig aufzubringende vertikale Auflast, ermittelt. Für die Effektivität der Berechnung wurde bei den nachfolgenden Simulationen die Größenordnung der Einwirkungen bei der Horizontalverschiebung auf 7 mm und der gleichzeitig wirkenden vertikalen Auflast auf 15 kN/m beschränkt.

Bei den zur Verifikation experimenteller Untersuchungen heranzuziehenden numerischen Simulationen, stellen die vorhandenen Hard- und Softwaredefizite offenbar noch hinzunehmende Einschränkungen, insbesondere bei Anwendungen bereits sehr komplexer, nichtlinearer, numerischer Modelle, dar. Die Überwindung dieser bestehenden Einschränkungen erfordert jedoch neben der Weiterentwicklung heute zur Verfügung stehender numerischer Verfahren sowie deren Implementierung in verfügbare Software-Umgebungen auch den Einsatz deutlich leistungsfähiger Hardware, so dass im Rahmen dieses Forschungsprojektes die wissenschaftliche Forschung in dieser Richtung nicht vorangetrieben werden konnte.

3.7.2 Modellkalibrierung mit Scherversuchen

Für die Aussage des Trag- und Verformungsverhaltens von Brettstapelelementen mussten zunächst numerische Modelle gefunden werden, mit denen eine Vorsimulation für die Versuchsaufbauten möglich waren. Hierzu wurden zunächst die Bohlen, aus denen die Brettstapelelemente bestehen durch Einzelstäbe, später durch Scheibenelemente und abschließend als Volumenkörper abgebildet. Diese Schritte waren notwendig um einerseits ein nachvollziehbares statisches Modell zu finden und andererseits Aussagen über die Komponenten des sehr komplexen Zusammenspiels verschiedener Einflussgrößen zu gewinnen. Bei der Beanspruchung von Brettstapelelementen als Scheibe wirken die Kräfte in allen Richtungen des orthotropen Holzmaterials. Zudem werden, durch den Einsatz von Nadelholz als Brettlamelle und Laubholz als Dübel, Holzarten mit unterschiedlichen Eigenschaften und in zwei differierenden Materialachsen miteinander kombiniert. Im Gesamtelement treten zudem Zwängungen und Reibung auf. Diese sehr umfangreiche Kombination von diversen Beanspruchungen und Kraftübertragungsmechanismen sind in „handrechenbaren“ Modellen nicht mehr ausreichend genau zu erfassen. Auch bei der Entwicklung eines geeigneten Simulationsmodells ist es notwendig sich schrittweise an eine geeignete Lösung heranzutasten und gegebenenfalls praktische Versuche zur Kalibrierung einzusetzen.

Brettstapelelemente sind ursprünglich als Biegeträger mit Spannrichtung in Lamellenlängsrichtung konzipiert. Die Lamellen werden lediglich durch Hartholzdübel verbunden. Für den Einsatz als hauptsächlich als schubbeanspruchte Scheibe sind sie dennoch geeignet, da die Dübel dann, ähnlich den Stabdübeln und Bolzen beim Biegeträger, auf Abscheren beansprucht werden. Um das Trag- und Verformungsverhalten in der Simulation realistisch einschätzen zu können, dienten daher zunächst Schubversuche an rohen Brettstapelelementen in Lamellenlängsrichtung und orthogonal zur Fläche zur Ermittlung der Kenndaten der Verdübelung.

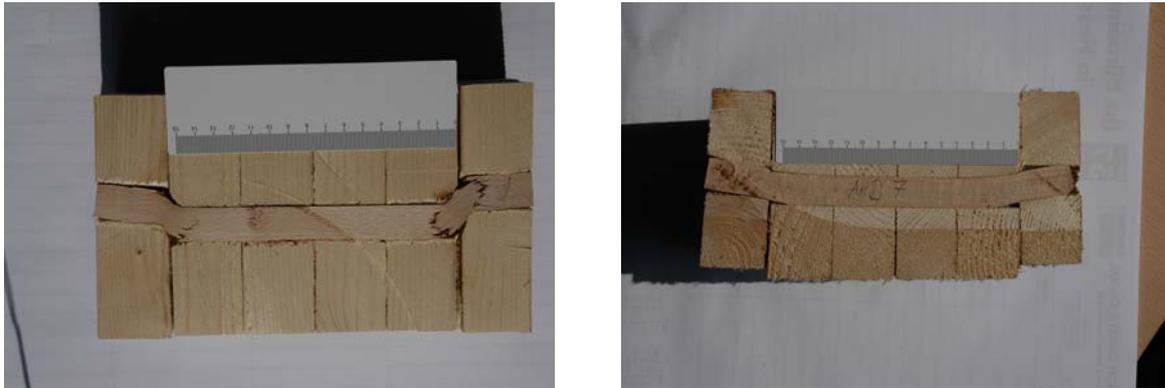


Abb. 67 Scherversuch mit Krafteinleitung in Faserlängsrichtung (links) und orthogonal zur Plattenebene (rechts)

Die oben stehenden Bilder zeigen abhängig von der Belastungsrichtung auf den Probekörper die Verformung und den teilweisen Einriss der Hartholzdübel. In Verbindung mit zeitgleich durchgeführten Abscherversuchen an Holzdübeln gelang es die für die weiteren Simulationen von großformatigen Bauteilen benötigten Festigkeitskennwerte zu gewinnen und geeignete Kraftverschiebungsansätze zu kalibrieren. Die in Abbildung 68 beispielhaft wiedergegebenen Kraft-Verschiebungskurven eines Hartholzdübeln wurden dabei für numerische Simulationen als anfängliche Richtwerte herangezogen.

Aus dem Kurvenverlauf ließ sich deutlich erkennen, dass bereits im Bereich kleiner Verschiebungen erste lokale Plastifizierungen im Dübel sowie in den Lamellen auftraten, welche aber durch Spannungsumlagerungen dennoch einen nahezu linearen Verlauf der Kraft-Verschiebung (bis etwa 7 kN longitudinal und 4 kN orthogonal) zur Folge hatten. Der anschließende abgeflachte Kurvenverlauf ist auf das fortschreitende Versagen der Dübel infolge der auftretenden zu hohen Normalspannungen parallel zur Faser an den Einspannstellen (aus der Biegebeanspruchung) und dem weiteren Verschieben des Dübeln in der Kontaktfläche (aus der Zugbeanspruchung) zurückzuführen. Hierdurch wurde ein schlagartiges Versagen des Probekörpers verhindert. Obwohl bereits ausgeprägte plastische Verformungen einsetzten, konnte die Last bis nahezu auf das Doppelte des linearen Bereiches gesteigert werden. Dieses deutlich duktile Verhalten mit anfänglich linearem, später nichtlinearem Anstieg erklärt die später in den Wandversuchen großen (weggesteuert aufgebracht) aufnehmbaren Wand-Verformungen, ohne dass ein wesentlicher Abfall der Wand-Steifigkeit eintrat.

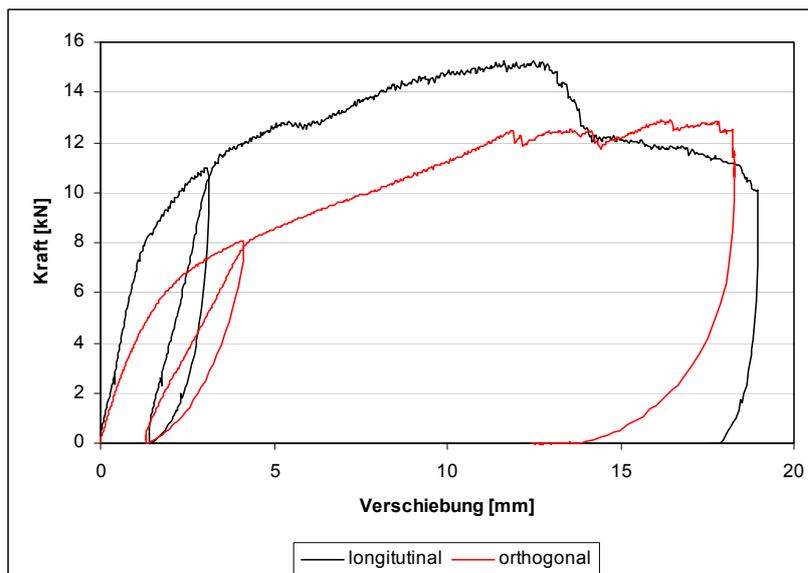


Abb. 68 Lastverformungsdiagramm Scherversuche Hartholzdübel

Die numerische Simulation der Scherversuche an kleinformatigen Probekörpern (Abbildung 69) wies eine weitestgehende Übereinstimmung mit dem experimentell ermittelten Verformungsverhalten auf und zeigt die Bereiche mit maximaler Beanspruchung, in denen sich infolge der auftretenden plastischen Verformungen Fließgelenke ausbildeten. Durch die gegenseitige Verschiebung der Lamellen in Brett längsrichtung wird der Dübel in der Fuge auf Abscheren beansprucht und infolge der hohen Längsdruckfestigkeit der Lamellen sowie der geringen Querdruckfestigkeit der Hartholzdübel quer zu Faser gestaucht. Aufgrund der Einleitung der Scherbeanspruchung durch die inneren Brett lamellen kommt es zu einer Schiefstellung des Dübels, welcher aufgrund seiner festen Einspannung in die Lamelle sowie der daraus resultierenden Biegebeanspruchung im unteren Bereich gedehnt wird und schließlich mit dem Erreichen der Zugbruchdehnung reißt.

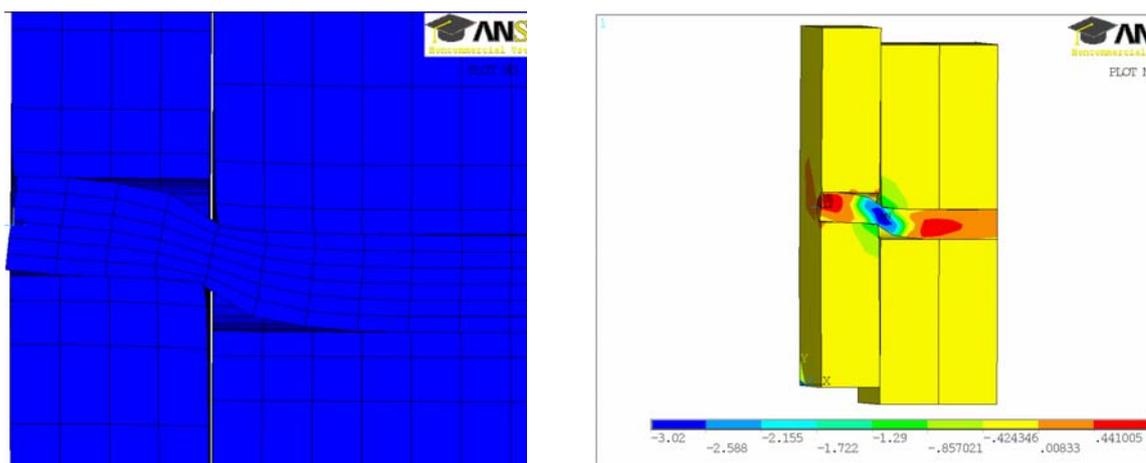


Abb. 69 Numerische Simulation der Scherversuche mit Krafteinleitung in Faserlängsrichtung: Verformungen (links), Schubspannungen (rechts)

3.7.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

3.7.3.1 Vorbemerkungen

Bei Simulationsmodellen für Holzbauteile bestehen besondere Anforderungen an die Modellierung des Werkstoffverhaltens, da Holz ein auf die wuchsbedingten Materialhauptachsen bezogenes ausgeprägt anisotropes, nichtlineares sowie auch von der auf diese Hauptachsen bezogenen Beanspruchungsrichtung abhängiges Ent- respektive Verfestigungsverhalten aufweist. Zur Berücksichtigung dieses, in die zwei Haupttragrichtungen (longitudinal und orthogonal zur Faserrichtung) grundsätzlich unterschiedlichen Verhaltens, wurde in vorangegangenen Forschungsvorhaben an der Professur Holz- und Mauerwerksbau ein leistungsfähiges Werkstoffmodell entwickelt und in ANSYS® implementiert (RAUTENSTRAUCH & GROSSE 2005). Durch die Integration dieses Materialmodells, auf Grundlage einzelner voneinander unabhängigen Fließbedingungen, in das FE-Programm können die tatsächlichen materialspezifischen Grenzflächen der Bruchkriterien aller denkbaren Versagenszustände von orthotropen Material besser beschrieben werden. Bei den hier durchgeführten Simulationen werden den Volumenelementen diese Materialeigenschaften zugewiesen.

In einem ersten Schritt sollte im Vorgriff der geplanten Großversuche an hybriden Holzverbundwänden bei denen die Brettstapelelemente die Basis bilden zunächst die Eigenschaften der rohen Brettstapelelemente und dabei auch die Auswirkungen diverser Ausführungsmodifikationen mittels der nachfolgend beschrieben numerischen Simulationen näher betrachtet werden. Hierzu wurde unter Verwendung des FE-Programms ANSYS® für vier Ausführungsvarianten, basierend auf den in Kapitel 3.7.2 vorgestellten Voruntersuchungen, jeweils ein für die Simulationen komplexes Strukturmodells der Brettstapelwand entwickelt. Die dabei untersuchten Ausführungsvarianten sind in der nachfolgenden Tabelle zusammen gestellt.

Tab. 9 Modellmatrix untersuchter Versuchskörper

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Wandlänge				
l = 1,8 m	x	x	x	
l = 3,6 m				x
Wandhöhe				
h = 2,5 m	x	x	x	x
Dübelanordnung				
gleichverteilt über die Höhe (Serie DG)	x		x	x
oben und unten konzentriert (Serie DK)		x		
Dübelstöße				
Dübel aller 600 mm versetzt gestoßen	x	x		x
durchgehende Dübel			x	

Bei Brettstapel-Wandelementen übernehmen die zur konstruktiven Verbindung der Lamellen eingesetzten Hartholzdübel insbesondere auch eine nicht zu vernachlässigende Tragfunktion. Die Dübel in den Brettstapelelementen dienen somit nicht nur der konstruktiven Verbindung der Lamellen, sondern sind ein für die Übertragung der inneren Schubkräfte unverzichtbares Bauelement. Dies verdeutlicht ebenfalls die in der nachfolgenden Abbildung als unterer Grenzfall eingetragene Kurve. Diese zeigt die theoretisch zwar vorhandene Horizontalkraftübertragung des Wandelementes aus der sehr geringen Teileinspannung, welche aus der auf die Lamellenstirnflächen einwirkenden Vertikallast der Wand resultiert, sofern eine maximal bis zur halben Lamellendicke klaffenden Fuge eingehalten ist.

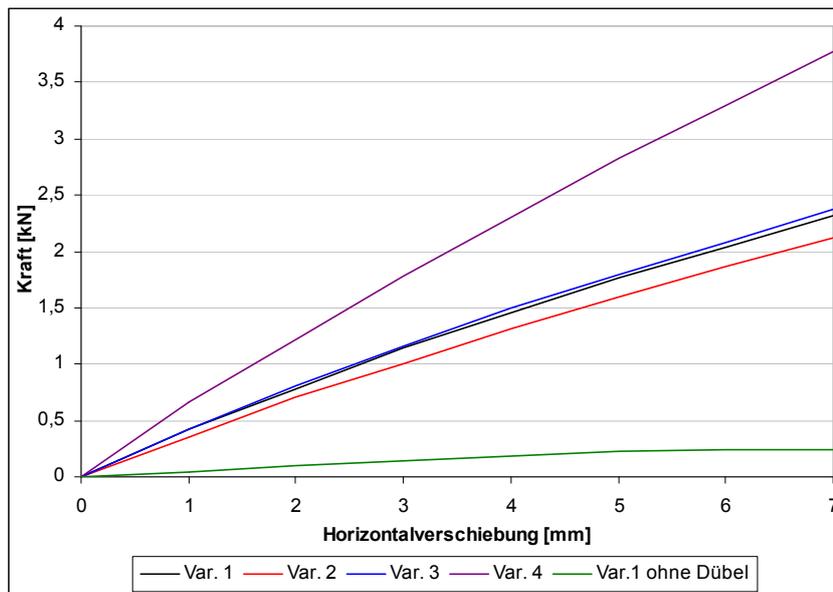


Abb. 70 Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm der numerischen Versuche

Im Vorfeld lag weiterhin die Vermutung nahe, dass die Dübelstöße und die Dübelanordnung einen Einfluss auf die Steifigkeit und Stabilität der Brettstapelwände haben. Mittels der Simulation konnte jedoch belegt werden, dass beispielsweise der Einfluss des Dübelstoßes wesentlich geringer ausfällt als derjenige, welcher aus der hier untersuchten variierenden Verteilung der Dübel über die Wandhöhe resultiert. Neben der erstmaligen genaueren Quantifizierung der Verdübelungswirkung führte dies zu der Feststellung, dass die bisher praxisübliche Herstellung der Brettstapelelemente, auch bei einer hier näher untersuchten Nutzung als Wandelement so beibehalten werden kann. Die Nutzung der üblichen Produktionsanlagen für Brettstapelelemente (Dübelholz), auch für Wandelemente mit praxisüblichen weit aus größeren (als die hier betrachteten) Wandlängen ohne durchgehende Holzdübel, bleibt somit auch weiterhin gewährleistet. Bei den durchzuführenden experimentellen Untersuchungen an Wandelementen konnte daher auch die Anzahl der Elementvarianten auf ein Hauptelement reduziert werden und es waren nur zwei Vergleichswände mit einer abweichenden Dübelanordnung notwendig. Die Erhöhung der Wandlänge bringt natürlich auch einen Steifigkeitszuwachs, welcher jedoch bei doppelter Länge nicht auch eine Verdoppelung der Wandsteifigkeit zur Folge hat (siehe Abbildung 71).

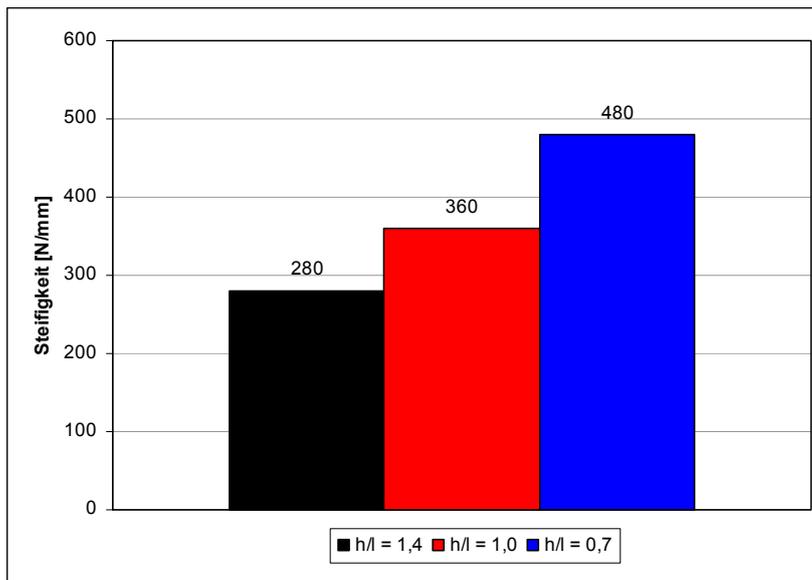


Abb. 71 Abhängigkeit der Steifigkeiten vom h/l-Verhältnis

Zur besseren Beurteilung des Einflusses der Wandlänge auf die Steifigkeit der Brettstapелеlemente, wurden anhand von rohen Wänden drei Variationen in ANSYS® untersucht. Referenzmodell hierfür bildete die rohe Brettstapelwand mit gleichverteilten Dübeln (DG) und einer Wandhöhe von 2,50 m, so dass unterschiedliche Schlankheiten in Scheibenebene durch die Variation der Wandlänge analysiert werden konnten. Der zu Kapitel 3.5.1 abweichende Wert für die experimentell ermittelte Steifigkeit, der im Verhältnis $h/l = 1,4$ stehenden rohen Wand der Serie DG, ist mit einer in der Simulation vorgesehenen, höheren Teilspannung am Wandfuß verbunden. Um einen direkten Vergleich der Wände untereinander zu gewährleisten, wurde die durch Federelemente realisierte elastische Einspannung der Wand erhöht, um die Klaffung des Wandfußes zur Stahltraverse zu minimieren und somit die Steifigkeitswerte nicht zu verfälschen.

Die Darstellung in Abbildung 71 zeigt einen nicht-linearen Anstieg der Steifigkeit mit einhergehender Verringerung des h/l-Verhältnisses der Wand. Gründe hierfür sind im Gleichgewichtszustand der Wände am verformten Tragwerk zu suchen. Die aufgebrachte Auflast und die gleichzeitige horizontale Kopfpunktverschiebung bewirken bei schlanken Wänden einen größeren Einfluss der aus Theorie II. Ordnung resultierenden Schnittgrößen, als bei breiteren Wänden. Die Verdopplung der Lamellenanzahl und der daraus resultierenden zweifachen Wandlänge rufen in der Simulation ein Steifigkeitsanstieg um etwa 1,7 gegenüber der rohen Wandserie DG (aus Kapitel 3.3.2.1) mit einem Wandverhältnis $h/l = 1,4$ hervor.

3.7.3.2 Referenzmodell DG (Variante 1)

In Anlehnung an die Versuchsreihe DG (siehe Beschreibung der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 3.5.1) wurde ein numerisches Modell erstellt und über Anpassung der Kontaktreibung μ und der Kontaktsteifigkeit FKN an die experimentellen Versuchsergebnisse angepasst. Während in den Versuchen keine sichtbaren Schädigungen der Wandstruktur zu erkennen waren, lässt sich in der Simulation das Verhalten der Wand unter vorgegebenen weggesteuert aufgebrauchten horizontalen Kopfverschiebung (Schubbelastung) detailliert darstellen. Anhand der nachfolgenden Grafik der Vertikalverschiebungen ist eine deutliche Untergliederung der Gesamtstruktur in, über die Wandlänge verlaufende, drei Teilbereiche zu erkennen.

Die Begründung hierfür ist in den Stößen einzelner Dübel zu suchen, welche alle 600 mm auftreten. An diesen Stellen kann die Querkraft nicht mehr durch die Dübel übertragen werden, wodurch es zu einer gegenseitigen Verschiebung der Lamellen in diesem Bereich kommt. Der darunter liegende Dübel, welcher in dieser Kontaktfuge durchläuft und dessen Stoß um die halbe Dübellänge versetzt ist, nimmt diese Kräfte auf und erhält somit erhöhte Schubspannungen. Aufgrund der Anordnung der Dübelstöße sind die Lamellen aller 600 mm statt mit 8 Dübel nur mit 4 Hartholzdübel verbunden, wodurch die Lamellen an diesen Stellen im hohen Maße gleiten. Die nachfolgende Abbildung zeigt die Vertikalverschiebungen des Brettstapelelementes mit gleichmäßig über die Höhe verteilten Dübeln (Serie DG).

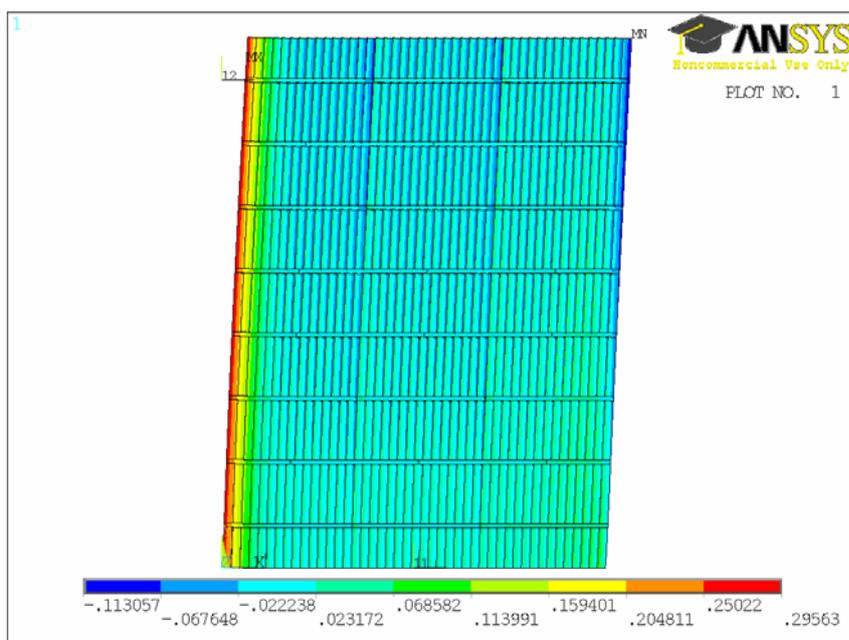


Abb. 72 Vertikalverschiebungen Variante 1

Die gegenseitige Verschiebung der Kontaktflächen, also das Gleiten der Lamellen, ist oberhalb der äußeren Dübelstöße am größten. Dieses setzt sich bis zum darunterliegenden, durchgehenden Dübel fort und wird danach durch diesen abgebaut. Die in Abbildung 74 dargestellte Gleitverschiebung der Kontaktbereiche zeigt eindrucksvoll die Stelle dieser Verdübelungsmethode, die einer genaueren Betrachtung bedarf.

3.7.3.3 Einfluss der Verdübelung

Um mögliche Einflüsse von produktionsbedingten oder vorgegebenen ungleichmäßig verteilten Dübelanordnungen zu untersuchen, wurden diese Einflüsse an speziellen Probekörpern untersucht. Dabei erhielten die Wände die gleiche Anzahl an Dübeln, jedoch mit einer konzentrierten Anordnung am Wandkopf und -fuß. Der Vorteil der besseren Übertragung des Schubflusses, welcher in diesem Bereich konzentriert vorherrscht, wird jedoch durch die größere Biegeweichheit in Wandmitte aufgehoben. Während der obere und untere, durch Dübel verbundene Bereich der Wand sehr steif ausfällt und sich demnach die Lamellen weniger verschieben können als in Variante 1 (DG), ist im mittleren Teil eine hohe gegenseitige Verschiebung der einzelnen Lamellen zu verzeichnen. Deutlich sichtbar ist dies in der untenstehenden Grafik anhand der herausselektierten Kontaktelemente. Der maximal beanspruchte Dübel liegt bei dieser Variante direkt über bzw. unter dem nicht verdübelten Bereich. Im Modell sind an diesen Stellen in den Dübeln quer zur Faser auftretende Spannungsspitzen zu erkennen.

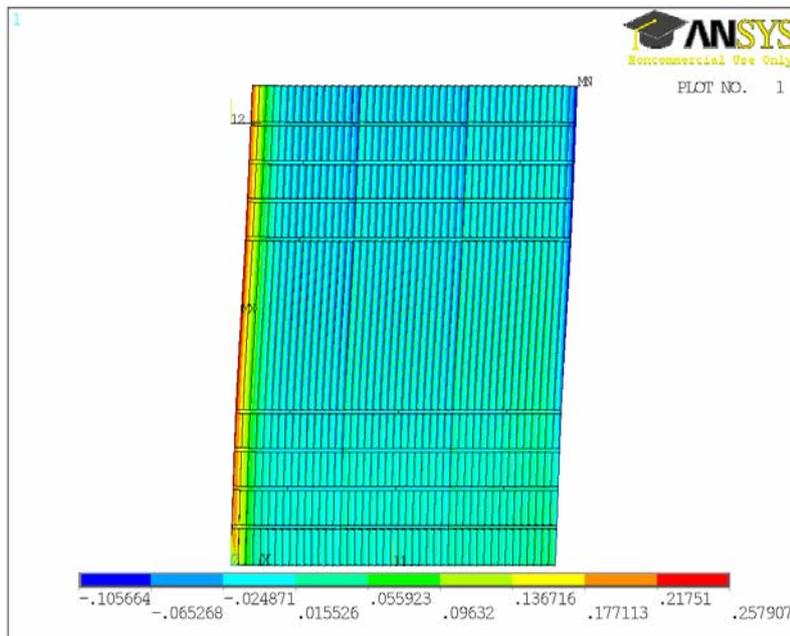


Abb. 73 Vertikalverschiebungen Variante 2

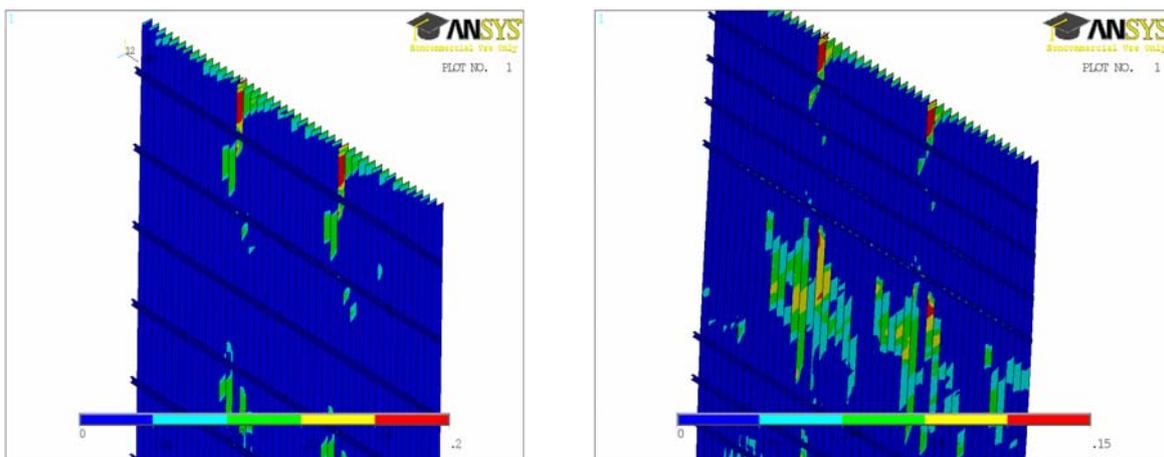


Abb. 74 Gleitverschiebung der Kontaktelemente (links Variante 1, rechts Variante 2)

3.7.3.4 Einfluss der Dübelstöße

Der Einfluss der Dübelstöße zeichnete sich bei den numerischen Betrachtungen als eher gering ab. Im Vergleich zur Variante 1 kommt es aufgrund der komplett durchlaufenden Dübel zu einer Erhöhung aber gleichzeitig gleichmäßigeren Verteilung der in den Dübeln auftretenden Schubbeanspruchungen. Die in Abbildung 76 an den Dübelstößen erkennbaren lokalen Spannungsspitzen in den Verbindungsmitteln treten bei der Variante 3 nicht auf. Hingegen kommt es in den Lamellen zu höheren Schubverformungen als bei Wänden mit gestoßenen Dübeln. Gezeigt wird dies in den nachfolgenden Abbildungen.

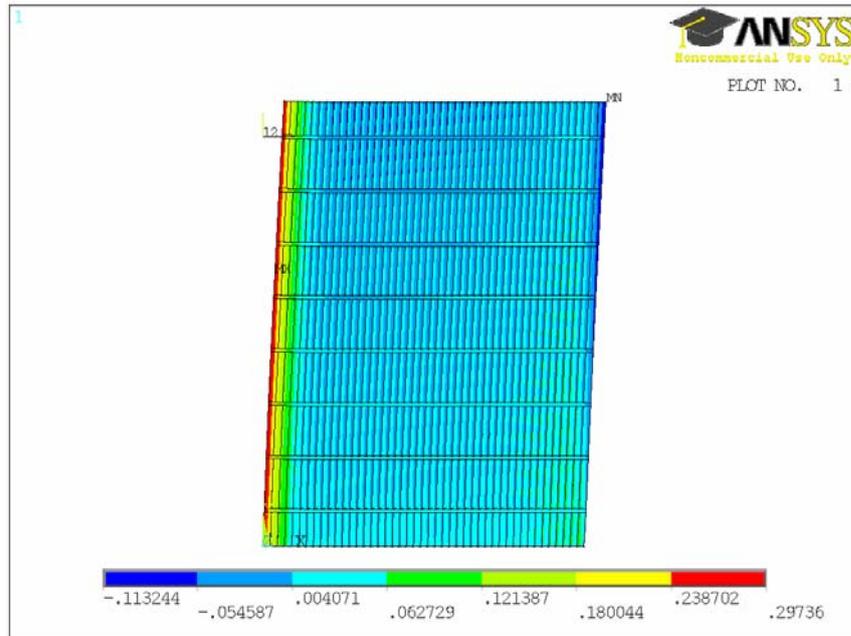


Abb. 75 Vertikalverschiebungen Variante 3

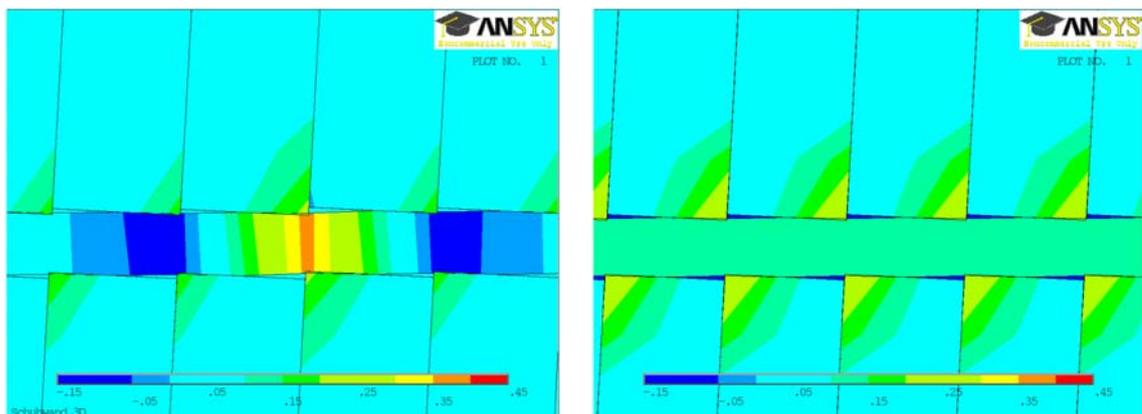


Abb. 76 Schubspannungen im Dübelbereich (links Variante 1, rechts Variante 2)

3.8 Einordnung der in den Versuchen gewonnenen Wandsteifigkeiten

Aufgrund des derzeitigen Stands der Forschungsarbeiten kann noch kein sowohl mit experimentellen Ergebnissen abgeglichen als auch mit Fachgremien abgestimmter Vorschlag für ein Bemessungskonzept für derartige hybride Holzverbund-Wände vorgelegt werden. Aufgrund der bisher jedoch sehr positiven Ergebnisse der Wandversuche sollen an dieser Stelle dennoch die aus den Versuchsergebnissen ableitbaren ersten Ansätze und Überlegungen kurz vorgestellt werden, so dass diese gleichzeitig sowohl als Diskussionsbasis als auch zur Konkretisierung des weiteren Forschungsbedarfes dienen können. In den Wandversuchen konnte gezeigt werden, dass der Bauteilwiderstand gegenüber einer horizontalen Wandverschiebung weitestgehend unabhängig von der gleichzeitig wirkenden vertikalen Wandbelastung ist. Daher wird vorgeschlagen zunächst die Aufnahme dieser Lasten allein dem nackten Brettstapelelement zuzuordnen. Die aus dem horizontalen Lastabtrag vor allem in den äußeren Brettlamellen entstehenden zusätzlichen Vertikalkraftkomponenten lassen sich dann näherungsweise am nachgiebig verbundenen Ersatzträger abschätzen. Hinweise zu dieser auch für die Bemessung von Brettstapelelementen üblichen Verfahrensweise können unter anderem WERNER, H (1997) entnommen werden. Zudem sind durch die, aus der stehenden Anordnung der Hölzer, resultierende überwiegende Beanspruchung parallel zur Faserrichtung noch wesentliche Festigkeitsreserven gegeben, so dass die Tragfähigkeit der Wand weitaus stärker durch den gleichzeitigen horizontalen Lastabtrag limitiert wird. Der aus der mineralischen Deckschicht dabei entstehende lokale Versteifungseffekt für den nachgiebigen Verbund zwischen den einzelnen Brettlamellen (insbesondere für die einzelne Verbundfuge) kann aus den bisher gewonnenen Versuchsergebnissen nicht unmittelbar quantifiziert werden. Hingegen beinhalten die Bauteilwiderstands-Verschiebungsdiagramme der Versuche an Wänden mit mineralischer Deckschicht auch den daraus resultierenden Gesamtversteifungseffekt für das Wandbauteil. Zum derzeitigen Stand der Untersuchungen kann somit der jeweils erzielte Zuwachs der Gesamtsteifigkeit aus dem Vergleich mit dem am „rohen“ Brettstapelelement gewonnenen Bauteilwiderstands-Verschiebungsdiagramm abgeschätzt werden. Die betrachteten Hybridwände leiten Vertikallasten weiter und erhalten zusätzlich aus der Übertragung der Horizontalkraft (z.B. aus dem Windmoment) resultierende, überwiegend an den Wandenden konzentrierte, parallelgerichtete Druck- und Zugkräfte. Die Brettlamellen werden somit im Wesentlichen aus der Horizontallast in gleicher Weise beansprucht und können somit für die akkumulierte Beanspruchung nach den üblichen Verfahren dimensioniert werden. Für die Aussteifungswirkung der Hybridwände ist hingegen die Beschränkung der sich dabei einstellenden Schubwandverformung von grundlegender Bedeutung.

Als erster Anhaltspunkt für die Einordnung der bei den bisherigen Wandversuchen erzielten Hybridwandsteifigkeiten soll hier der Vergleich mit der Holztafelbauweise dienen. Für die bei dieser Bauweise in der Praxis oftmals eingesetzten Einraster-Wandtafeln in Standardausführungen sind im Gegensatz zu DIN 1052, Teil 1+3:1988 in der aktuellen Fassung der Norm DIN 1052:2008-12 keine zahlenmäßigen Angaben zu der in Tafelebene aufnehmbaren waagrechten Last F_H vorhanden. Des Weiteren werden in beiden Normausgaben keine expliziten Angaben zu der unter Einwirkung der Last F_H tatsächlich auftretenden Horizontalverformungen respektive einer demzufolge entsprechend zuzuordnenden Schubsteifigkeit der Wand gemacht. Dieser Sachverhalt ist im Wesentlichen auf das komplexe Zusammenspiel unterschiedlicher, teils stark nichtlinearer Verformungsanteile aus den Verbindungsmitteln, dem schalenartigen Verformungsverhalten der Beplankungen sowie den Verformungen der Rähm- und Schwellhölzer und den Montagetoleranzen der vorhandenen Kontaktstöße begründet.

Nach der derzeit noch anzuwendenden Norm (DIN 1052, Teil 1+3:1988) beträgt die von einer einseitig beplankten Einrastertafel (mit einer Breite von 120 ... 130 cm) maximal aufnehmbare Horizontalkraft $F_H = 4,0$ kN. Bei einer Vergrößerung der Wandlänge um weitere

n-Raster, darf eine hierzu proportionale (lineare) Erhöhung der aufnehmbaren Horizontallast angenommen werden. Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens getesteten hybriden Wandelemente haben eine Länge von 180 cm und entsprechen damit etwa einer 1,5-fachen Rastertafel, so dass nach DIN 1052, Teil 1+3:1988 für eine Holztafelwand mit gleichen Abmessungen eine aufnehmbare Last von ca. 6,0 kN unterstellt werden kann. Wird für diese Wandkonstruktion der Nachweis nach der neuen Holzbaunorm DIN 1052-2004, geführt, ergibt sich rechnerisch eine maximal aufnehmbare Horizontalkraft von $F_{h,d} = 7,309$ kN. Wird weiterhin unterstellt, dass die Horizontalkraft aus Wind oder anderen veränderlichen Lasten resultiert, so ergibt sich eine Einwirkung von $F_{h,k} = 4,872$ kN. Im Anhang Kapitel 3.3 werden für die vorgenannte Wandausführung in Holzrahmenbauweise die der jeweiligen Horizontallast zugeordneten horizontalen Wandkopfverschiebungen rechnerisch ermittelt und den Versuchswerten einer Hybridwand gegenübergestellt (siehe nachfolgende Diagramme).

Tab. 10 Zusammenstellung der Bezugswerte für eine abmessungsgleiche Schubwand in Holzrahmenbauweise (s. Anhang Kap. 3.3)

Nachweis	Horizontalkraft	Wandkopfverformung u	Steifigkeit K
GZT	$F_{h,d} = 7,308$ kN	$u_d = 6,0$ mm	$K_d = 1.211,94$ N/mm
GZG	$F_{h,k} = 4,872$ kN	$u = 2,7$ mm	$K_k = 1.745,26$ N/mm

Nach DIN 1052:2008-12, Zif. 8.7.6 (5) ist eine ausreichende seitliche Stützung von aussteifenden Wänden dann gegeben, wenn die horizontale Verformung der aussteifenden Bauteile (Wandelemente) infolge der horizontalen Einwirkung $F_{H,d}$ den Wert $h/100$ nicht überschreitet, bei größeren Verformungen muss die Wand nach Theorie 2. Ordnung nachgewiesen werden. Wird diese Forderung eingehalten so ist damit eine vereinfachte Ermittlung der Traglast der aussteifenden Wandscheibe im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) möglich. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ist die Kopfpunktauslenkung einer Aussteifungswand auf $h/150$ zu begrenzen. Im Zuge der nachfolgenden vergleichenden Betrachtungen werden stark vereinfachend die Versuchswerte der Serie DG-TL für alle Nachweise näherungsweise als charakteristische Größen eingeführt. Diese Annahme ist notwendig, da die bisher durchgeführte relativ geringe Zahl der Orientierungsversuche an hybriden Wandelementen keine statistische Auswertung zulässt.

Tab. 11 Zusammenstellung der Grenzwerte der Kopfverschiebung für die Versuchswand

Nachweis	Wandkopfverformung u		zug. Kraft F_H	zug. Grenzsteifigkeit K
GZT	$h/100$	$u_d = 25,0$ mm	$F_{h,d} = 16,100$ kN	$K_d = 644$ N/mm
GZG	$h/150$	$u = 16,7$ mm	$F_{h,k} = 16,800$ kN	$K_k = 1.008$ N/mm

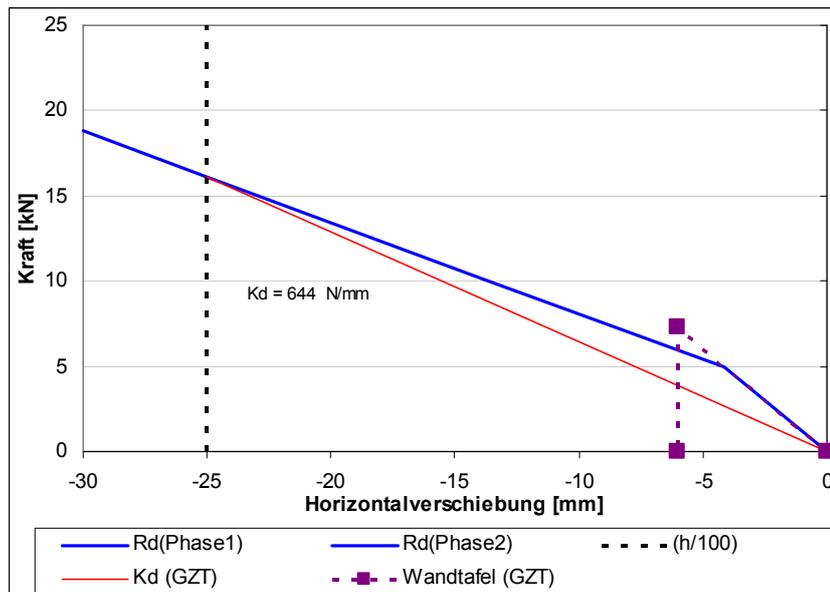


Abb. 77 Idealisierte Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serie DG-TL im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im oben stehenden Diagramm sind die durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$ dividierten Versuchswerte (Widerstandswerte) unter der Annahme, dass die horizontale Belastung vorwiegend aus Wind resultiert und somit ein Modifikationsbeiwert $k_{mod} = 0,9$ anzusetzen ist, als Ordinate aufgetragen. Wird die Bedingung für horizontale Wandkopfverschiebung $u_d \leq h/100$ im GZT eingehalten, so können die Schnittgrößen einer aussteifenden Wandscheibe nach Theorie 1. Ordnung ermittelt werden. Der auf diesen Grenzwert bezogene Sekantenmodul wird hier als unterer Grenzwert der Schubsteifigkeit K_d angesehen. Selbstverständlich ist unter der Voraussetzung einer Lastbeschränkung auch ein höherer Steifigkeitswert denkbar. Wird die Grenze von $h/100$ überschritten ist ohnehin der Nachweis nach Theorie II. Ordnung zu führen, der Steifigkeitswert entspricht dann dem Anstieg der Phase 2. Der Grenzwert $h/100$ ergibt für die getesteten Hybridwände eine Verformungsgrenze von 25 mm. Die Versuche haben gezeigt, dass die Steifigkeiten selbst bei einer „doppelten“ Verschiebung von knapp 50 mm kaum abfallen. Die notwendigen Sicherheiten sind demnach auch hier gegeben, zumal der Sekantenmodul deutlich unter den ermittelten Kennwerten aus Phase 1 und Phase 2 bleibt.

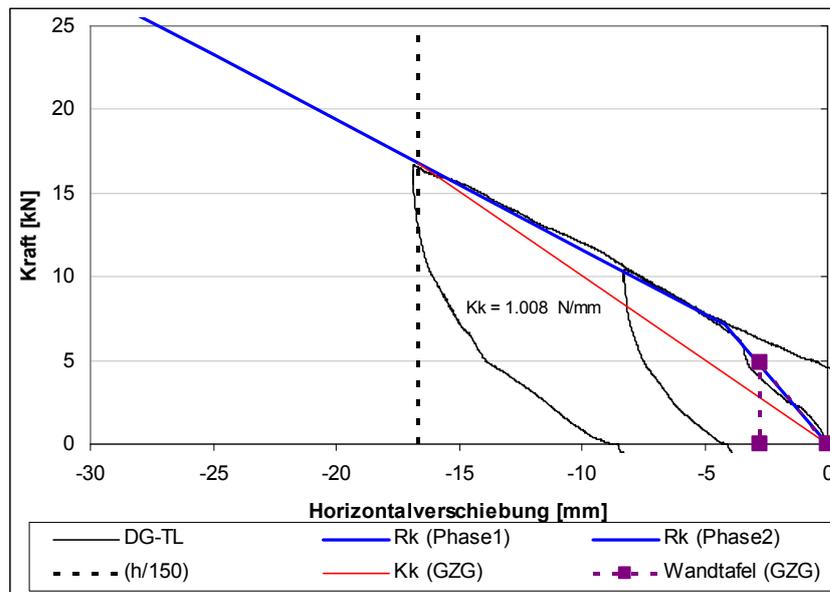


Abb. 78 Idealisierte Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serie DG-TL im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für eine bessere Einschätzung der Schubwiderstände von Wandscheiben wird im Folgenden der spezifische Schubwiderstand S^* eingeführt. Somit kann die Kopfpunktauslenkung von Schubwänden näherungsweise wie folgt abgeschätzt werden:

$$u_d = \frac{F_H \cdot h}{S^*}$$

Aus den Versuchen und den Vergleichsrechnungen ergibt sich $S^* = k \cdot h$. Die spezifischen Schubwiderstände einer 180 cm langen Wand ergeben sich für die Hybridbauweise aus den Versuchen (mit dem Sekantenmodul für die größte Verformung) und für die Tafelbauweise aus der Berechnung nach DIN 1052:2004 (laut den Erläuterungen zur DIN 1052-2004 von BLAß, H.-J.; EHLBECK, J.; KREUZINGER, H.; STECK, G. (2004)) folgende spezifische Schubwiderstände:

spezifischer Schubwiderstand	Hybridwand Sekantenmodul für Grenzverformung	Wandtafel rechnerisch nach DIN 1052:2004
charakteristisch	$S^*_{Hybrid,k} = 2,520 \text{ MN}$	$S^*_{Tafel,k} = 4,363 \text{ MN}$
Bemessung	$S^*_{Hybrid,d} = 1,610 \text{ MN}$	$S^*_{Tafel,d} = 3,030 \text{ MN}$

Für den Einfluss der Wandlänge auf den Schubwiderstand fehlen momentan noch Versuchsergebnisse. Aus den Simulationen der Brettstapelelementwand kann jedoch abgeschätzt werden, dass aus der Zunahme der Wandlänge keine lineare Zunahme der Steifigkeit folgt.

3.9 Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten umfangreichen experimentellen Untersuchungen an großformatigen hybriden Holzverbund-Wandelementen dienten einer ersten realitätsnahen Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens unter gleichzeitig einwirkenden Vertikal- und Horizontal-lasten, wie sie für aussteifende Wände im mehrgeschossigen Holzbau typisch sind. Im Forschungsprojekt war es daher zunächst notwendig einen eigens für derartige Untersuchungen an großformatigen Holz-Hybrid-Wänden konzipierten Versuchsrahmen zu entwickeln und hinsichtlich seiner Eignung zu testen. Dieser Versuchsaufbau ermöglichte es somit groß-formatige Wandelemente bei Einwirkung einer konstanten vertikalen Streckenbelastung kontrolliert mit vorgegebener Vorschubgeschwindigkeit am Wandfuß in der Wandebene zu verformen und die dabei auftretenden Widerstandskräfte präzise zu messen.

Als Verbundwandkonstruktion kamen Brettstapelelemente mit Hartholzdübeln und einer innenseitigen mineralischen Deckschicht aus Anhydrit-Fließestrich mit Holzfaserezusätzen zum Einsatz. Die vorrangig für den Vertikallastabtrag konzipierten Brettstapelelemente variierten dabei lediglich in der Anordnung der Hartholzdübel, welche zum einen gleichmäßig über die Höhe verteilt (Serie DG) oder an der Ober- und Unterseite der Wand konzentriert (Serie DK) angeordnet wurden. Die Festlegung der Bauteilgeometrien beruhte dabei auf den zuvor mittels umfangreichen FE-Modellierungen durchgeführten numerischen Simulationen und bildete somit kritische sowie insbesondere baupraktisch relevante Parameterkonstellationen exemplarisch ab. Die dabei stets als Bezug dienenden Grundversuche an Wänden ohne mineralische Deckschicht erfolgten bei einer vertikalen Wandbelastung von etwa 20 kN/m sowie einer auf die unverformte Mittellage bezogenen horizontalen Wandfußverschiebung von je 30 mm in beiden Richtungen. Die Auswertung der in den Versuchen gewonnenen Widerstandskraft-Verschiebungsdiagramme zeigte einen zweiphasigen Verlauf mit einem deutlich steileren Anstieg in der 1. Phase. Dieses bei allen Ausführungsvarianten auftretende Phänomen kann einerseits durch den relativ zügigen Übergang von einer anfänglichen geringen Biegeverformung zu einer ausgeprägt finalen Schubverformung des Bauteils erklärt werden, wozu sicher auch geringe Einflüsse aus der Prüfeinrichtung wie die Überwindung der Haftreibung jedoch insbesondere auch die Einspannungseffekte, in die beiden Stahltraversen des Versuchsrahmens beitragen.

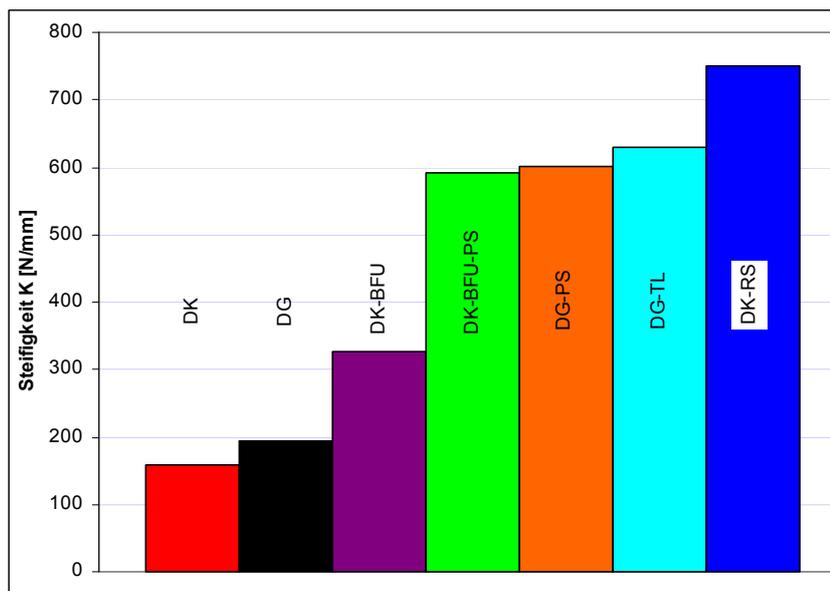


Abb. 79 Zusammenstellung der Wandsteifigkeiten aller durchgeführten Versuchsserien

Allgemein zeigten die Widerstands-Verschiebungsdiagramme bei allen Proben einer Serie in der für die baupraktische Nutzung relevanten Phase 2 nahezu konstante Gradienten, so dass diese gut für einen Vergleich sowie eine Bewertung der Ausführungsvarianten genutzt werden konnten. Der direkte Vergleich der Steifigkeitsgradienten der Serien DG und DK zeigte sowohl in den experimentellen Untersuchungen als auch in den numerischen Simulationen, dass vor allem die Anordnung der Dübel in den Brettstapelelementen einen deutlichen Einfluss auf die Steifigkeit des Wandelementes ausübt. In der Serie mit den am Wandkopf sowie am Wandfuß konzentrierten Dübeln (DK) wurde etwa 82 % der Steifigkeit der Wandelemente mit über die Wandhöhe gleichmäßig verteilten Dübeln erreicht.

Eine weitere deutliche Erhöhung der Wandsteifigkeit der rohen Brettstapelelemente um fast 100 % konnte durch das Anbringen von zusätzlichen horizontalen BFU-Plattenstreifen am Wandkopf und -fuß (Kennung DK-BFU) erzielt werden. Auf die getesteten rohen Brettstapel-Wandelemente wurde anschließend eine mineralische Deckschicht aus Anhydritestrich aufgebracht. Diese mineralische Schicht steht in allen untersuchten Fällen im direkten Verbund mit der Holzoberfläche, so dass eine relativ starre formschlüssige Verbindung zwischen diesen Bauteilschichten erzielt wird, welche ganz wesentlich die Wandsteifigkeit erhöht. Die Trag- und Verbundwirkung wird hauptsächlich durch den direkten formschlüssigen Haftverbund des Anhydrits mit der sägerauen Holzoberfläche erzielt. Das Anbringen zusätzlicher Elemente auf der Verbundzone der Brettstapelelemente, wie verzinkte Kantenprofile (DG-PS) oder aufgeschraubte, hölzerne Trapezleisten (DG-TL), sollen dagegen lediglich die Gebrauchstauglichkeit verbessern sowie eine ausreichende Sicherheit gegenüber einem nicht vollständig auszuschließenden spröden Ablösen der Estrichschicht gewährleisten. Der Einfluss dieser Lagesicherungselemente auf die Wandsteifigkeit ist aufgrund der relativ duktilen Befestigung mit Schrauben jedoch nicht relevant.

Wie die Auswertung der aus den Versuchen gewonnenen Widerstandswerte gezeigt hat, trat durch das Aufbringen der Estrichdeckschicht bei allen Ausführungsvarianten mehr als eine Verdreifachung der Wandscheibensteifigkeit ein. Für die Bewertung der Elemente dienen dabei jeweils die Gradienten der Widerstandskurven der Phase 2. Im Vergleich zu den Steifigkeitsgradienten der Phase 1 und bei der Rückverformung der Wand, welche Beträge zwischen 1.500 und 2.500 N/mm erreichen, sind die Steifigkeitsgradienten der Phase 2 zwar betragsmäßig relativ gering, zeigen jedoch durch den selbst bei sehr großen Verschiebungsamplituden noch stetigen Verlauf auch das vorhandene große Sicherheitspotential dieser Hybridbauweise auf. In diesem Zusammenhang sind weitere Untersuchungen notwendig, um die genauen Einflüsse von beispielsweise Anfangsreibung und Einspanneffekten auf die Phase 1 bzw. auf den Phasenübergang zu Phase 2 zu klären.

Alle Brettstapel-Wandelemente mit Anhydritschicht erreichen in der Phase 2 ähnliche Wandsteifigkeiten um 600 N/mm. Im Vergleich zu den in diesen Untersuchungen als Referenzwert einer mit Brettstapelelementen maximal erzielbaren Wandsteifigkeit dienenden Serie DK-RS (einseitig mit Baufurnierplatte beplanktes Brettstapelelement), weisen die rohen verstärkten bzw. mit Deckschicht versehenen hybriden Wandelemente etwa 80 % dieses Maximalwertes auf. Die experimentelle Untersuchung der Serie DK-RS sollte somit den Vergleich zu typischen beplankten Brettstapelelementen ermöglichen und gleichzeitig auch die bautechnisch erreichbare obere Grenze der Steifigkeit für diese Bauweise definieren. Wie Vergleichsrechnungen an einem nach DIN 1052:2008 ausgeführten Wandelement in Holztafelbauweise mit zweiseitiger OSB-Beplankung und zu den Versuchskörpern vergleichbaren Abmessungen zeigen, wird bei dieser Ausführung ein rechnerischer Steifigkeitswert von $K_d \approx 740$ N/mm (vgl. Anhang) erzielt. Alle hier untersuchten hybriden Wandelemente mit mineralischer Deckschicht erreichen bereits über 80 % dieser Wandsteifigkeit bei zudem deutlich höherer Duktilität gegenüber großen Verformungsamplituden und dies auch bei mehrfach zyklischen Einwirkungen. Bei Berücksichtigung der in der Baupraxis schon aus technologischen Gründen stets anzuordnenden BFU-Platten im Kopf- und Fußbereich, kann

wie im Versuch DK-BFU zu erkennen, eine weitere Erhöhung der Steifigkeit erwartet werden. Dieses damit bereits aus den Ergebnissen dieses Forschungsvorhabens ableitbare, noch vorhandene zusätzliche Potential dieser Hybridbauweise sollte daher im Zuge der Fortführung der Untersuchungen in einem Folgeprojekt weiter erschlossen werden.

Zur Untersuchung des Einflusses der Auflast auf die Steifigkeit wurden alle Wandtypen getestet. Dabei zeigte sich für die rohen Wände ein sehr geringer Einfluss auf die Steifigkeit. Auch bei den ausgesteiften Wänden ist dieser nur marginal größer. Für die praktische Anwendung bedeutet dies, dass die untersuchte Bauart eine ausreichende Tragfähigkeit und Steifigkeit für alle tragenden Wände im mehrgeschossigen Wohnungsbau besitzt. Darüber hinaus können die getesteten Wandelemente eine große Verformungsenergie aufnehmen, ohne dass der Verbund einen nennenswerten Schaden nimmt. Mehrfach aufgebrachte Verformungen bis zu 50 mm aus der Ruhelage in beide Schwingungsrichtungen halten die Elemente mit gleich bleibenden Widerständen stand. Gezeigt wird die Elastizität durch die selbständige Rückverformung, welche jeweils nach dem Ende der Phase 2 durch das Rückfahren des Kraftzylinders auftritt. Da die Wand nicht mit dem Kolben gekoppelt, sondern nur durch diesen aus der Mittellage geschoben wird, während der gegenüberliegende Zylinder erst dann ansetzt, wenn die eigene Rückverformung zum Stillstand gekommen ist, kann derart der Beweis der Elastizität geführt werden. Aufgrund des annähernd deckungsgleichen Verlaufes der jeweiligen Widerstands-Verformungspfade der einzelnen Zyklen kann davon ausgegangen werden, dass der Grad der Schädigung sehr gering ist. Die photogrammetrische Erfassung des Versuchsablaufes konnte das Aussteifungsverhalten des direkt mit der Wandoberfläche verbundenen Estrichs anhand von Verformungen innerhalb der Wand bestätigen.

Die numerischen Simulationen der rohen Brettstapelelemente zeigten analog zu den experimentell ermittelten Versuchsergebnissen deutliche Übereinstimmungen und dienten neben der physikalischen Beschreibung der komplexen Vorgänge eines aus orthotropen Materialeigenschaften zusammengesetzten, aus mehreren Einzellamellen mit Hartholzdübeln verbundenen Bauteils, hauptsächlich der Optimierung und der Diskretisierung der herzustellenden Versuchskörper. In aufwendigen Simulationen wurden bereits im Vorfeld Aussagen zur Wahl geeigneter Probekörpergeometrien geliefert und diese im Weiteren spezifiziert. Der Verbindung der Lamellen im Einflussbereich der Dübel wurde dabei besondere Beachtung geschenkt. Produktionsbedingte Vorgaben der Verdübelung unter Vorhandensein von Dübelstößen alle 600 mm stellten sich bei der Simulation in ANSYS als nicht bedenklich heraus. Gegenüber Brettstapelelementen mit durchgehenden Dübeln, welche einer kostenintensiven, unwirtschaftlichen Herstellung bedürfen, wurde nur ein marginaler Unterschied errechnet. Dieser betrug, verglichen mit den rohen Wänden, mit einer alle 600 mm gestoßene Verdübelungen, unter 10 % Steifigkeitszuwachs. Weit einflussreicher für das Tragverhalten sind die Lage respektive die Abstände der Dübel über die Wandhöhe. Hier zeigte sich eine gleichverteilte Verdübelung mit einem Abstand von 300 mm als die für die Schubaussteifung wirkungsvollste Variante. Anfängliche Überlegungen einer an dem Wandkopf bzw. -fuß konzentrierten Dübelanordnung, infolge eines konzentrierten Schubflusses in diesem Bereich, erwiesen sich als eher nachteilig bezüglich der Steifigkeit.

Die numerische Simulation der rohen Wände im direkten Verbund mit einer Anhydritdeckschicht wurde gegenüber den experimentellen Versuchsreihen nicht weiter vorangetrieben. Die sehr komplexen Verbundwirkungen zwischen Holz und Anhydrit führten zu einem nichttrivialen Modell, welches hier vorerst nur sehr „verschmiert“ abgebildet werden konnte und dementsprechend keine eindeutigen Aussagen zuließ. Weiterführende Forschung hinsichtlich der Verifikation eines für den direkten Verbund geltenden Modells und Traggesetzes sind notwendig. Die damit voraussichtlich gewinnbare Beschreibung des Verbundverhaltens der Deckschicht könnte diese Verbundform auch in der Praxis nutzbar machen und somit weitaus größere Kapazitäten der Holz-Hybridbauweise erschließen.

4. Experimentelle Untersuchungen an hybriden Holzverbunddecken Elementen

4.1 Einführung

Hybride Verbunddeckenelemente aus dem nachwachsenden Baustoff Holz, ergänzt mit einer statisch tragenden mineralischen Deckschicht, stellen ein neuartiges, innovatives Bauprodukt dar, das sich durch hervorragende ökonomische, ökologische und bauphysikalische Eigenschaften auszeichnet. In einer Brettstapel-Verbunddecke werden die Baustoffe so kombiniert, dass ihre positiven Werkstoffeigenschaften wirtschaftlich und statisch zum Tragen kommen. Erhöhte Qualitätsanforderungen, die der moderne Wohn- und Gesellschaftsbau gerade auch im Mehrgeschossbau stellt (z. B. Brandschutz, Schallschutz, Schwingungsbegrenzung) sind mit Hybridbauteilen leichter erfüllbar. In der bisherigen Anwendung kamen zur Schubübertragung in der Kontaktfläche zwischen Holz und Deckschicht überwiegend Verbindungsmittel aus Stahl zum Einsatz, wobei eine Trennschicht den direkten, flächigen Verbund verhinderte. Vorangegangene Untersuchungen der Professur für Holz- und Mauerwerksbau (RAUTENSTRAUCH & LEHMANN 2001, LEHMANN 2004) zeigen, dass allein der formschlüssige Flächenverbund zwischen oberflächenmodifiziertem Holz und der hydraulisch gebundenen mineralischen Deckschicht ausreicht, um die Schubkräfte in der Verbundfuge zu übertragen.

Brettstapeldecken mit mineralischen Deckschichten getreu nachfolgender Abbildung zeichnen sich durch eine hohe Steifigkeit im Gebrauchszustand und große Tragsicherheiten aus. Durch den flächigen Verbund verringert sich die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge, so dass eine wesentliche Steigerung der effektiven Biegesteifigkeit im Vergleich zu Verbunddecken mit stiftförmigen Verbindungsmitteln erzielt wird. Dadurch sind größere Spannweiten möglich bzw. höhere Nutzlasten können aufgenommen werden. Im Rahmen von umfangreichen großformatigen Bauteilversuchen (RAUTENSTRAUCH & LEHMANN 2001, LEHMANN 2004) zeigte insbesondere die Brettstapelhybriddecke mit schwindarmer Anhydritdeckschicht sehr steife Verbundwerte im Gebrauchslastbereich. Zusätzlich weist Anhydrit ökologische Vorteile im Vergleich zu den bisher üblichen Betondeckschichten aufgrund des deutlich geringeren Energiebedarfes bei der Herstellung auf.



Abb. 80 Massivholz-Hybriddecke mit Detail Flächenverbund

Während zum Kurzzeittragverhalten von hybriden Brettstapeldecken mit Deckschichten aus Beton bereits umfangreiche Forschungsergebnisse vorliegen (LEHMANN 2004, FRANGI & FONTANA 2000) gibt es zum Dauerstands- und Dauerfestigkeitsverhalten solcher Konstruktionen derzeit nur wenige Untersuchungen. Insbesondere wurde das Verhalten des Flächenverbundes unter oft wiederholter Beanspruchung bisher kaum betrachtet. Des

Weiteren gibt es bisher keine Untersuchungen an Brettstapelelementen mit fasermodifizierten Anhydritestrich-Deckschichten mit Flächenverbund. Aus diesem Grund werden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zwei Teilziele verfolgt. Zum einen soll mit Hilfe von großformatigen Biegeversuchen an hybriden Deckenelementen mit Anhydritdeckschicht eine Langzeit-Schädigungsanalyse am Flächenverbund durchgeführt werden. Zur Verkürzung der Dauer derartig aufwendiger Untersuchungen, wird die dabei zu erwartende Schädigungsakkumulation mittels einer oft wiederholten Schwelllast-Einwirkung simuliert. Andererseits soll untersucht werden, inwiefern sich eine Faserzugabe zum Estrich auf das Gesamttrag- und Verformungsverhalten des Hybridelementes positiv auswirkt. In diesem Zusammenhang kamen alkaliresistente Glasfasern und Holzfasern zum Einsatz.

Im Folgenden werden die an großformatigen Probekörpern aus Brettstapelelementen mit fasermodifizierter Anhydritdeckschicht durchgeführten experimentellen Untersuchungen vorgestellt sowie über die dabei gewonnenen Ergebnisse berichtet. Alle Probekörper durchliefen dabei zunächst verschiedene Voruntersuchungen und statische Kurzzeitbiegetests. Danach wurden an einigen ausgewählten Biegeprobekörpern umfangreiche Schwelllastbiegeversuche unter häufig wiederholter Beanspruchung durchgeführt, um damit eine sich während einer üblichen baupraktischen Nutzungsdauer, infolge variierender Nutzlasten gegebenenfalls auftretende zunehmende Schädigung des Flächenverbundes innerhalb des hier zur Verfügung stehenden Projektzeitraumes zu simulieren. Abschließend wurden für alle Biegeprobekörper die Versagenslasten bestimmt.

4.2 Geometrie und Material der Versuchskörper

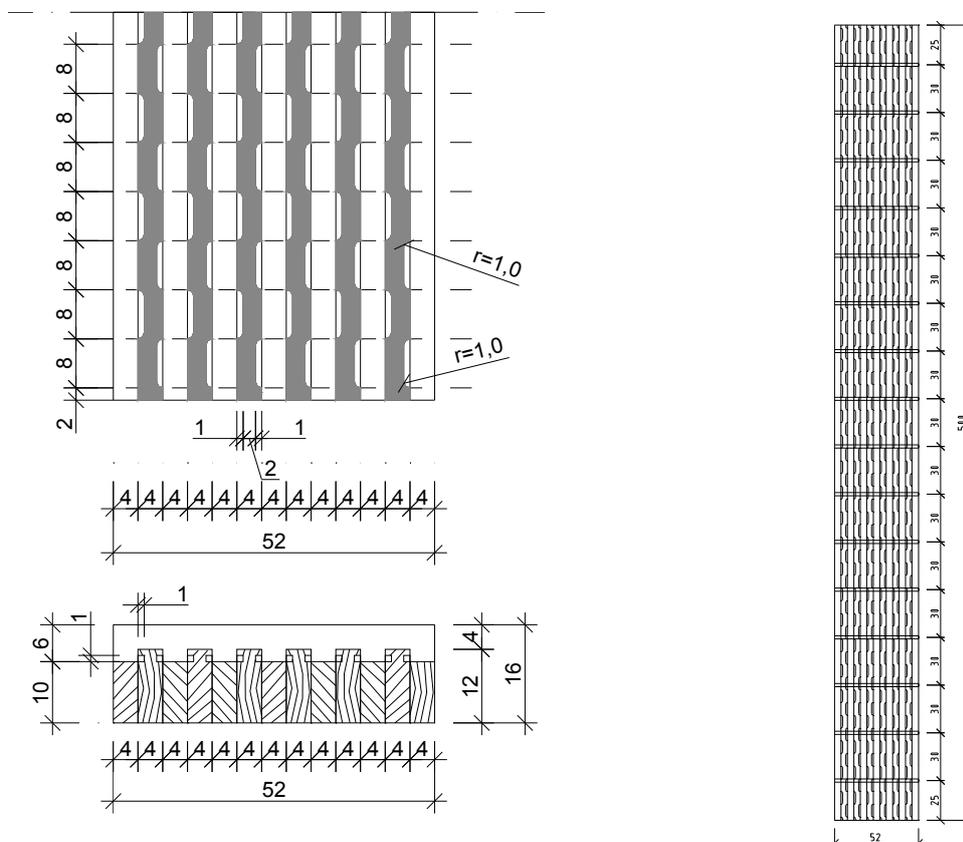


Abb. 81 Geometrie der Probekörper

Die Deckenelemente der Biegeversuche (0,52 x 5,0 m) bestanden aus 4 cm breiten, 10 bzw. 12 cm hohen sägerauen Brettlamellen, welche im Abstand von 30 cm durch Hartholzdübel aus Buche mit 20 mm Durchmesser miteinander verbunden waren. Die Profilierung der Verbundfuge wurde über einen um 2 cm alternierenden Höhenversatz der Lamellen mit seitlichen Fräsungen (1 x 1 x 8 cm) der Hochlamellen realisiert. Mit dem Aufbringen einer 4 - 6 cm dicken Schicht aus Anhydrit-Fließestrich auf die oberflächenprofilierten Brettstapel wurde dann das hybride Holzverbund-Deckenelement fertig gestellt. Um die örtliche Biegezugfestigkeit des Estrichs im Bereich der Profilierungen zu erhöhen und das Abscheren der sich im Bereich der Fräsungen ausbildenden Schubnocken zu verzögern, wurden dem Estrich alkaliresistente Glasfasern in unterschiedlichen Gewichtsanteilen oder alternativ Holzfasern beigemischt. Die integralen Glasfaserbündel besitzen eine Länge von 12 mm bei einem Filamentdurchmesser von 14 µm. Demgegenüber kamen bei der alternativen Ausführung, im Sägewerk als Abfallprodukt anfallende Holzfasern bzw. Hobelspäne, zum Einsatz. Die Fasergehalte wurden in Anlehnung an SCHMIDT (2003) gewählt. In Auswertung umfangreicher Werkstoffprüfungen stellte er fest, dass Fasergehalte bis 5 kg/t ($\approx 10,5 \text{ kg/m}^3$) die Biegezugfestigkeit des Estrichs positiv beeinflussen ohne die Druckfestigkeit wesentlich zu reduzieren.



Abb. 82 Verwendete integrale Glasfaserdübel und Holzfasern

Folgende Probekörpervarianten wurden untersucht:

Tab. 12 Übersicht über die Varianten der Deckenversuche

Anzahl	Serie	Beschreibung
4	HEV	Holz-Estrich-Verbund-Prüfkörper ohne Faseranteil im Estrich
3	HEV-F5	Holz-Estrich-Verbund-Prüfkörper mit 5 kg Fasern/m ³ Fertigestrich
3	HEV-F10	Holz-Estrich-Verbund-Prüfkörper mit 10 kg Fasern/m ³ Fertigestrich
2	HEV-HF5	Holz-Estrich-Verbund-Prüfkörper mit 5 kg Holzfasern/m ³ Fertigestrich

4.3 Versuchsaufbau

Die Durchführung der Versuche erfolgte in Anlehnung an DIN EN 408:2004 als 4-Schneiden-Biegeversuch. Der Versuchsaufbau sowie Informationen zum Messequipment kann den nachfolgenden Abbildungen entnommen werden.

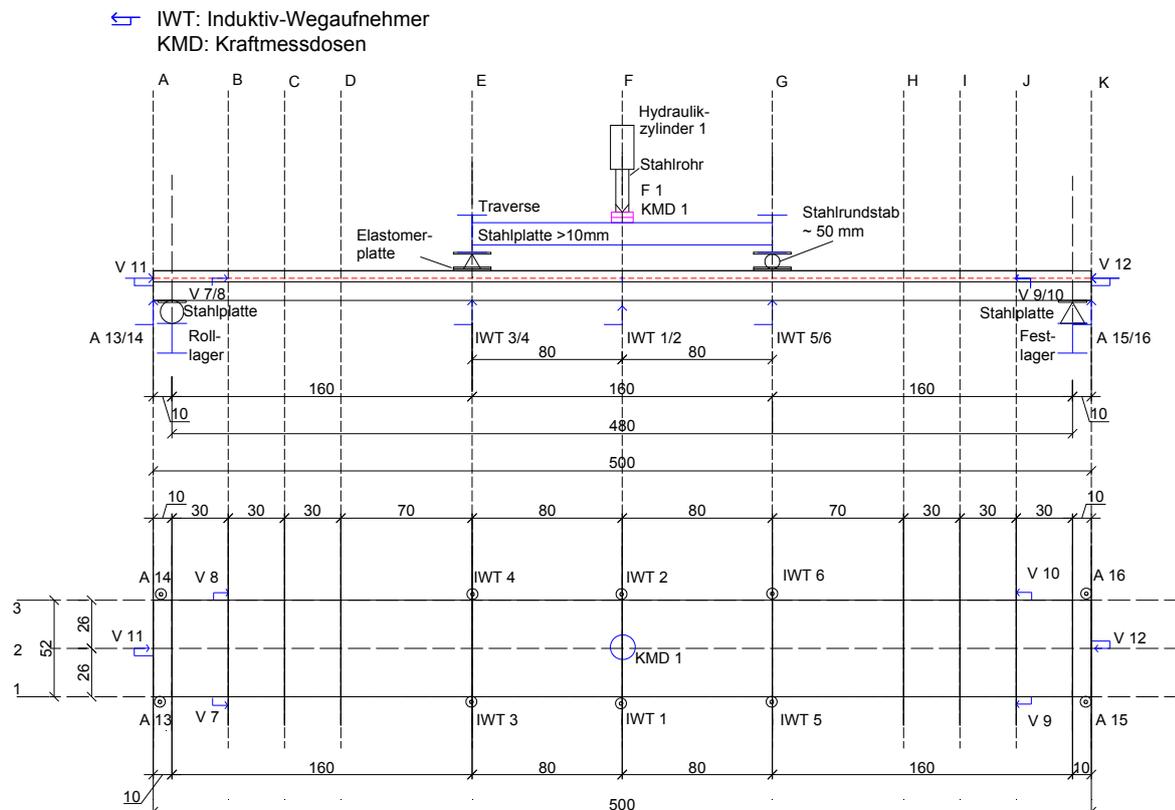
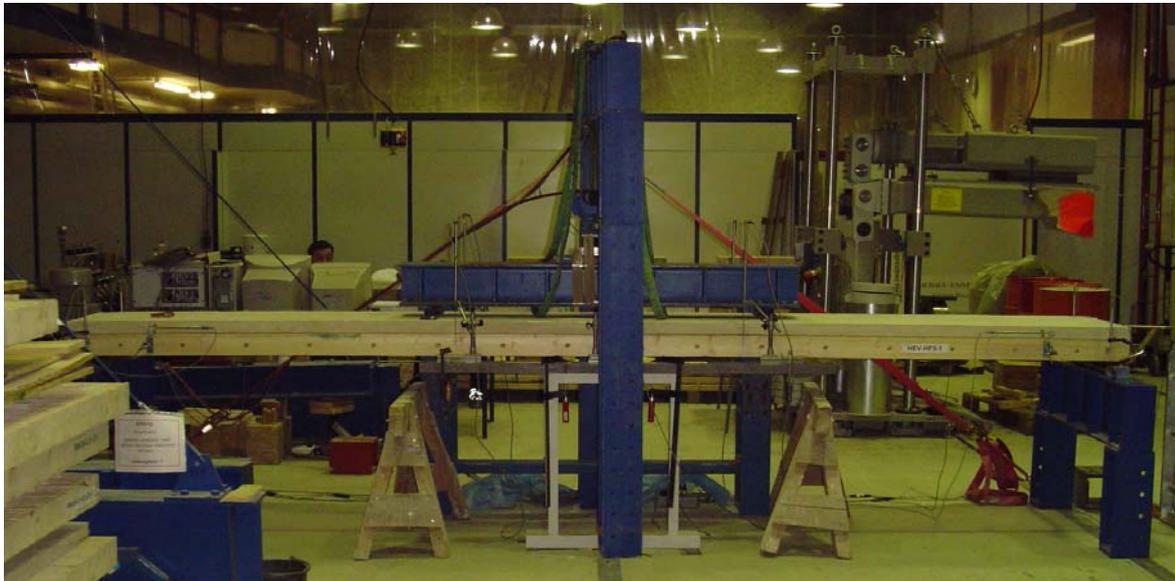


Abb. 83 Versuchsaufbau der Biegeversuche mit Messstellenplan

Zur Messwerterfassung kamen induktive Wegaufnehmer zum Einsatz. Während der Versuche wurden die Durchbiegungen in Trägermitte (IWT 1/2) und im Bereich der Lasteinleitungspunkte (IWT 3/4 und IWT 5/6) sowie die Auflagerverschiebungen (A 13/14 und A 15/16) aufgezeichnet. Zusätzlich wurde die relative Horizontalverschiebung zwischen Holz und Estrich an den Stirnseiten (V 11 und V 12) sowie in einer Entfernung von 30 cm vom Auflager bestimmt.

Tab. 13 Zusammenstellung der Messaufnehmer

Bezeichnung	Lage	Messgröße	Messbereich
KMD 1	Mittellage	Kraft/Weg Zylinder	0...100 kN
IWT 1, 2	Mittelage	Vertikalverschiebung	0...200 mm
IWT 3, 4	Drittelpunkt links	Vertikalverschiebung	0...200 mm
IWT 5, 6	Drittelpunkt rechts	Vertikalverschiebung	0...200 mm
V 7, 8	längsseitig der Platte, links	Relativverschiebung Holz-Beton	0...20 mm
V 9, 10	längsseitig der Platte, rechts	Relativverschiebung Holz-Beton	0...20 mm
V 11, 12	Stirnseiten der Platte	Stirnseitenverschiebung	0...20 mm
A 13, 14	Rolllager	Auflagerverformung	0...10 mm
A 15, 16	Festlager	Auflagerverformung	0...10 mm

4.4 Lastregime

4.4.1 Vorversuch zur Bestimmung des Biegeelastizitätsmoduls

Im Vorversuch erfolgte für die Probekörper aller Serien die Bestimmung des Biegeelastizitätsmoduls der rohen Brettstapelelemente nach DIN EN 408:2004. Das Ergebnis von Berechnungen im Vorfeld des Versuches ergab eine abgeschätzte Bruchlast von ca. $F_{\max,est} = 50$ kN. Entsprechend der Normvorgabe erfolgte eine weggesteuerte Belastung bis auf 40 % der abgeschätzten Bruchlast. Diese Belastung von 20 kN entsprach einem Kolbenweg von 68 mm. Nach Erreichen des vorgegebenen Kolbenweges wurde die Belastung 20 Sekunden gehalten, ehe die Entlastung begann. Die Belastungsgeschwindigkeit nach DIN EN 408:2004 betrug $v_{Zyl} = 0,33$ mm/s.

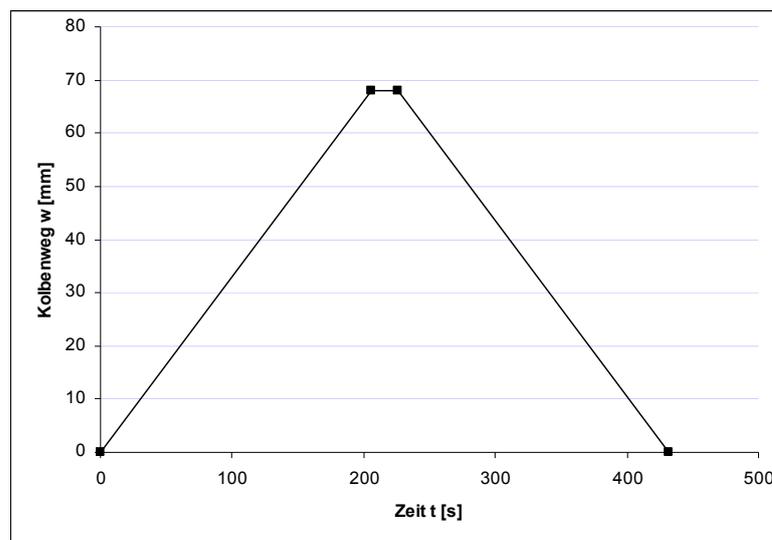


Abb. 84 Lastregime für Biegeelastizitätsmodul nach DIN EN 408:2004

4.4.2 Lastregime für die Schwelllast-Beanspruchung

Während der Nutzungsdauer einer Deckenkonstruktion von ca. 80 Jahren treten zahlreiche Laständerungen auf, die eine Schädigung der Verbundfuge bewirken können. Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, den Einfluss von zyklischen Lastwechseln infolge Nutzlaständerung auf die Wirksamkeit des formschlüssigen Flächenverbundes zu prüfen. Verkehrslasten auf Decken sind durch zufällige Funktionen der Zeit und des Ortes charakterisiert. Zur wirklichkeitsnahen stochastischen Beschreibung dieses zeitabhängigen Lastansatzes erfolgt eine Einteilung in ständige bzw. quasi-ständige und in kurzzeitig intermittierende Lastanteile. Ständige Lasten wirken lange Zeit unveränderlich, z. B. Möbel in Bürogebäuden oder Maschinen in Industriegebäuden. Auch die bei normaler Nutzung eines Gebäudes auftretenden Personenlasten gehören zum quasi-ständigen Lastanteil. Die mathematische Formulierung dieser Lasten erfolgt durch zweiparametrische Impulsprozesse mit rechteckiger Impulsform nach SPÄTHE (1987). Die intermittierenden Verkehrslastanteile beschreiben diejenigen Lasten, die über die gleichförmig verteilte Verkehrslast hinausgehen. Diese Lasten treten kurzzeitig und selten, aber mit relativ hohen Lastintensitäten auf (z. B.: Personenlasten während Versammlungen bzw. in Notfällen).

Intermittierende Lasten lassen sich durch dreiparametrische Impulsprozesse beschreiben. Gemäß DIN 1055-100:2001 und KÖNIG & MARTEN (1975, 1977) kann für Decken der Nutzungskategorien A und B nach DIN 1055-3:2006 ein Anteil von 30 % der Verkehrslast als quasi-ständig angesetzt werden. Das Lastregime für die Versuche wurde in Anlehnung an die Angaben zum Auftreten intermittierender Verkehrslastanteile (MEHLHORN 1996) festgelegt. Kurzzeitige Extremwerte der Verkehrslast treten danach im Mittel 10-mal pro Jahr mit ca. 0,2 bis 0,5 kN/m² auf. Notfallsituationen sind durch eine Auftretenshäufigkeit von 0,1/a und einem mittleren Belastungswert von 1,25 kN/m² charakterisiert. Für eine angestrebte Nutzungsdauer von 80 Jahren ergeben sich somit maximal 800 Lastwechsel zwischen quasi-ständiger und extremal anzusetzender Verkehrslast. Die in den Versuchen gewählten Lastwechselzahlen von 1000 bzw. 2000 übersteigen diesen praktisch relevanten Wert deutlich.

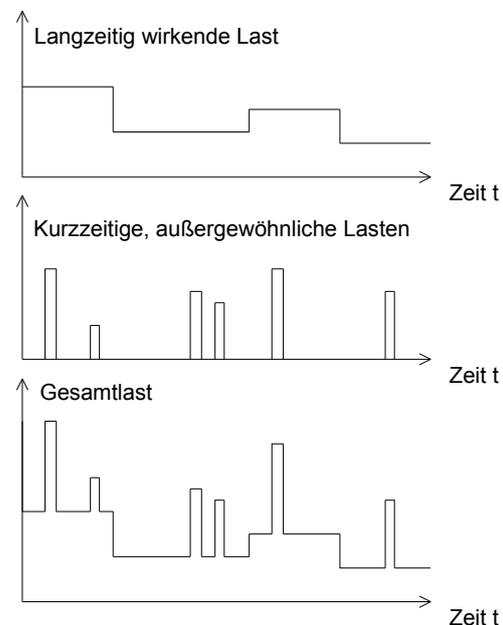


Abb. 85 Zeitlicher Verlauf der Nutzlasten im Hochbau nach SPÄTHE (1987)

Die Geschwindigkeit des weggesteuerten niederzyklischen Belastungsregimes betrug 1 LW/min. Der Maximalwert der Belastungsamplitude entsprach der zulässigen Durchbiegung im Gebrauchslastbereich ($w_{q,inst} = l/300 = 16 \text{ mm}$) abzüglich der mittleren Durchbiegung aus Lastgeschirr (1,7 mm). Der minimale Amplitudenwert resultierte aus der zu einem quasi-ständigen Ausbaulastanteil einer normalen Decke im Hochbau und einem 30 %igen quasi-ständigen Verkehrslastanteil gehörenden Kolbenweg, welcher anhand eines Vorversuches bestimmt wurde. Das in nachfolgender Abbildung dargestellte weggesteuerte Lastregime mit einem Wechsel von +/-1 cm/min bildet anhand der Durchbiegung aus quasi-ständiger Last und maximal zulässiger Durchbiegung aus Verkehrslasten in der seltenen Bemessungssituation die realen Lastwechsel im Gebrauchslastbereich ab. Die zugehörigen Belastungsextrema liegen um 30 % über der Verkehrslast von 5,0 kN/m² für Hochbaudecken, da als maßgebendes Kriterium der Durchbiegungsansatz herangezogen

wurde. Nach einer konstanten Belastungszeit aus Vorversuch, Lastwechseln und Haltezeit von 48 h erfolgte der Bruchversuch mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 6 mm/min.

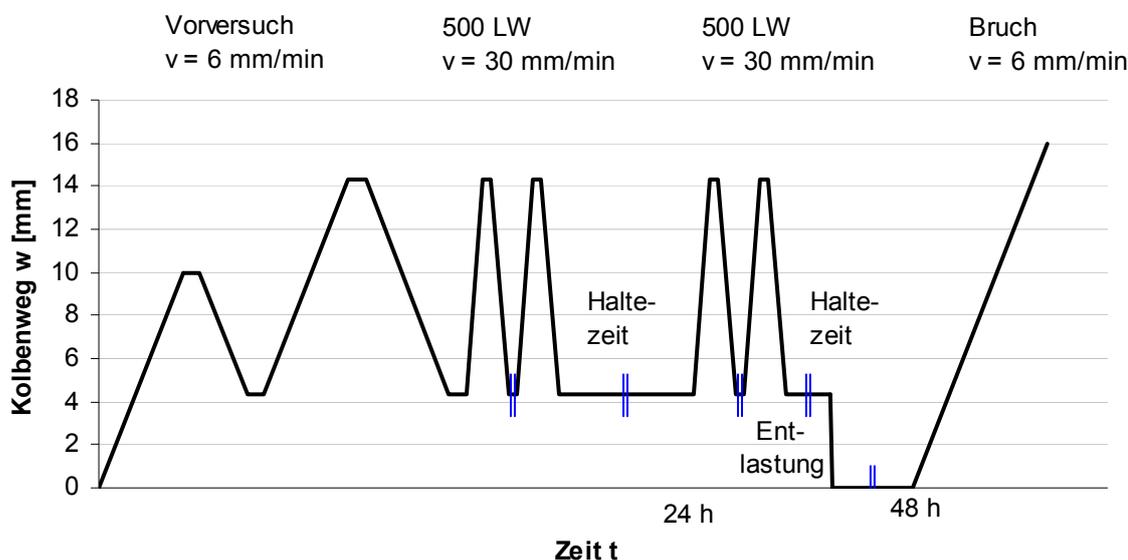


Abb. 86 Lastregime für die Schwelllast-Beanspruchung

Insgesamt durchliefen alle Probekörper der Serien HEV-F5 und HEV-F10 sowie drei Probekörper der Serie HEV das Lastregime für oft wiederholte Beanspruchung, ehe der Bruchversuch durchgeführt wurde.

4.4.3 Lastregime Biegetraglastversuch

Ein Probekörper der Serie HEV sowie alle Versuchskörper der Serie HEV-HF5 wurden ohne Lastwechsel getestet. Hier erfolgte nach einer Belastungsrampe analog dem Vorversuch die weggesteuerte Belastung bis zum Bruch. Die Vorschubgeschwindigkeit wurde auch hier entsprechend DIN EN 408:2004 mit $v_{Zyl} = 0,33 \text{ mm/s}$ gewählt.

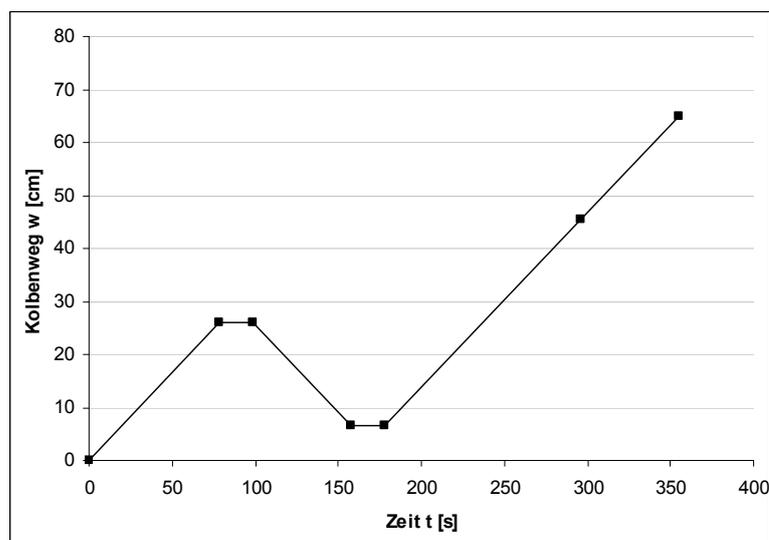


Abb. 87 Lastregime Biegetraglastversuch

4.5 Ergebnisse und Auswertung

4.5.1 Vorversuche zur Bestimmung des Biegeelastizitätsmoduls

Vor dem Aufbringen der mineralischen Deckschicht wurde der Biegeelastizitätsmodul der rohen Brettstapelelemente nach DIN EN 408:2004 wie folgt ermittelt:

$$E_{m,l} = \frac{a \cdot L_1^2 \cdot (F_{04} - F_{01})}{16 \cdot I \cdot (w_{04} - w_{01})} \quad (4.1)$$

mit

$\frac{(F_{04} - F_{01})}{(w_{04} - w_{01})}$ Anstieg der Ausgleichsgeraden in der Last-Verschiebungskurve zwischen 10 und 40 % der geschätzten Bruchlast mit dem größtmöglichen Korrelationskoeffizienten mit differentieller Verformungszunahme w im Bereich von L_1

a Abstand der Lasteinleitung vom nächstgelegenen Auflager, hier: $a = 160$ cm

L_1 Abstand der Messstellen zur Durchbiegungsmessung, für den lokalen E-Modul: $L_1 = 5/6 a = 133,33$ cm

I Flächenträgheitsmoment rohes Wandelement, hier: $b \cdot h^3 / 12 = 52 \text{ cm} \cdot 11^3 \text{ cm}^3 / 12 = 524,33 \text{ cm}^4$

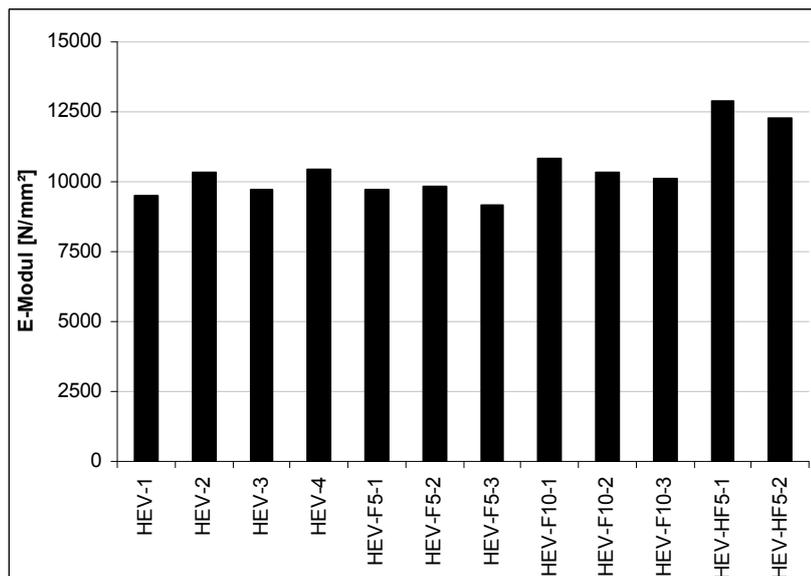


Abb. 88 Lokale Biegeelastizitätsmoduln der rohen Brettstapelelemente nach DIN EN 408:2004

Mit einem Mittelwert von 10.430 N/mm^2 erreichten die zwölf Plattenelemente nicht den Normwert für Nadelholz C24 nach DIN 1052:2004. Nur die Probekörper der Versuchsreihe HEV-HF liegen mit 12.894 bzw. 12.254 N/mm^2 deutlich über den geforderten Normwert von 11.000 N/mm^2 für Nadelholz C24. Dies hängt mit einer höheren Qualität der Hölzer der Serie HEV-HF zusammen, da bei der Herstellung der restlichen Probekörper offensichtlich minderwertige Seitenware zum Einsatz kam. Durch die Verwendung teils so geringer Holzqualitäten, welche im baupraktischen Fall stets schon aufgrund der diesbezüglich einzuhaltenden Anforderungen in den eingeführten Normen ausgeschlossen werden können, war eine sehr konservative Abschätzung des Einflusses der Holzqualität auf die Eigenschaften eines hybriden Holzverbund-Deckenelementes möglich.

4.5.2 Lastwechselversuche

Anhand der Abnahme der effektiven Biegesteifigkeit des Gesamtsystems ist eine Beurteilung des Schädigungsgrades infolge der Lastzyklen möglich. Das materialspezifische Verformungsverhalten verändert sich infolge der Strukturschädigungen während des Versuches, so dass innerhalb der Vorversuche und der ersten Lastwechsel eine deutlich messbare Verformungszunahme eintritt. Während die Last-Verschiebungskurve der Erstbelastung einen degressiven Anstieg zeigte, verliefen erneute Belastungszyklen im Bereich bereits durchlaufener Lastniveaus auf annähernd linearen Last-Verschiebungspfaden. Erst beim Bruchversuch kam es zu einem progressiven Anwachsen der Durchbiegungen kurz vor dem Versagen.

Zur Quantifizierung des schädigenden Einflusses der Lastwechselzyklen auf die Biegesteifigkeit wurde die Anfangsbiegesteifigkeit aus dem zweiten Belastungsvorgang im Vorversuch direkt mit der Endsteifigkeit im Bruchversuch verglichen. Die Verringerung der Biegesteifigkeit durch die Lastwechsel ist als Steifigkeitsverlust im nachfolgenden Diagramm angegeben. Sieben Probekörper erfuhren eine Beanspruchung mit 1.000 Lastwechseln, zwei weitere Deckenelemente mussten 2.000 Lastwechseln standhalten.

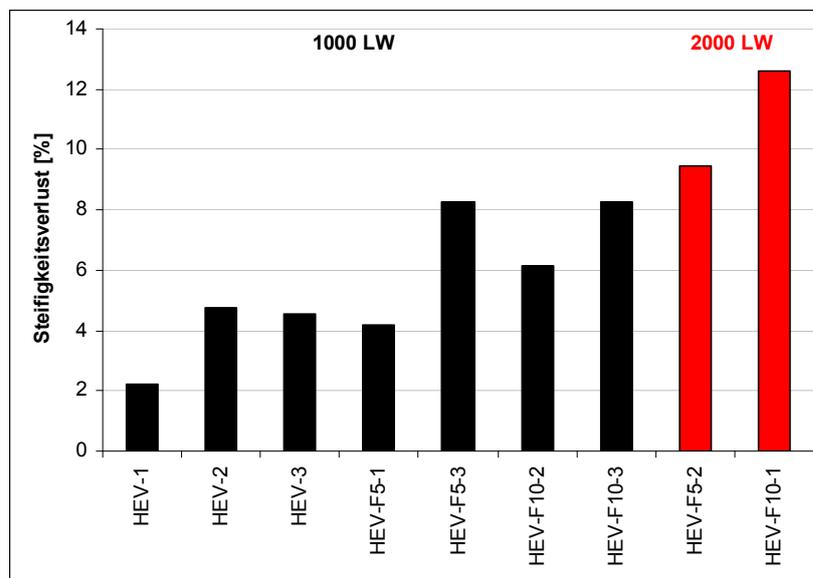


Abb. 89 Steifigkeitsverlust infolge der Lastwechsel

Im Mittel nahmen die Steifigkeiten bei den Probekörpern mit 1.000 Lastwechseln um 5,5 %, bei denjenigen mit 2.000 Lastwechseln um 11 % ab. Aufgrund der für eine differenzierte statistische Analyse zu geringen Probekörperanzahl pro Serie ist eine signifikante Abhängigkeit der Steifigkeitsverluste vom Fasergehalt der Deckschicht nicht feststellbar. Tendenziell scheint ein zunehmender Faseranteil die Steifigkeit der Hybrid-Deckenelemente unter oft wiederholter Beanspruchung herabzusetzen. Die nachfolgend angegebenen lokalen Biegesteifigkeiten $EI_{m,l}$ der einzelnen Elemente wurden aus dem Bruchversuch entsprechend DIN EN 408:2004 im Intervall zwischen 10 und 40 % der Bruchlast der einzelnen Versuche mit Hilfe der folgenden Gleichung ermittelt:

$$EI_{m,l} = \frac{a \cdot L_1^2 \cdot (F_{04} - F_{01})}{16 \cdot (w_{04} - w_{01})} \quad (4.2)$$

Der Anstieg der Ausgleichsgeraden in der Last-Verschiebungskurve zwischen 10 und 40 % der tatsächlichen Bruchlast mit dem größtmöglichen Korrelationskoeffizienten bei differentieller Verformungszunahme w im Bereich von L_1 wird durch den Quotienten

$$\frac{(F_{04} - F_{01})}{(w_{04} - w_{01})} \quad (4.3)$$

repräsentiert. Zur Einordnung der Werte sind im nachfolgenden Diagramm die rechnerischen Steifigkeiten einer starr verbundenen und einer nicht verbundenen Holz-Beton-Verbunddecke dargestellt. Die Werte wurden mit den über eine Serie gemittelten E-Moduln bestimmt. Die für den linearen Bereich der Last-Verschiebungskurve ermittelten effektiven Biegesteifigkeiten der Versuchskörper im Bruchversuch erreichten sehr gute Verbundwerte von im Mittel 78,6 % der Werte des starren Verbundes.

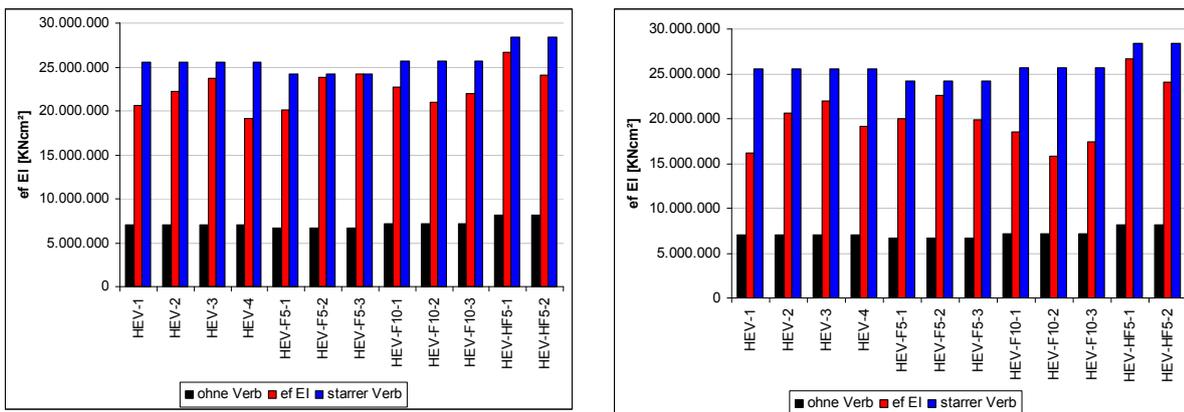


Abb. 90 Biegesteifigkeiten der Verbundelemente für den starren, nachgiebigen und ohne Verbund (Vorversuch links, Biegetraglastversuch rechts)

Tab. 14 Wirksamkeit des Verbundes im Vergleich der lokalen Biegesteifigkeiten (Serienmittelwerte)

Probekörperserie	HEV	HEV-F5	HEV-F10	HEV-HF5	Gesamt
E_{Estrich} [N/mm ²]	27.200	25.170	25.600	17.500	23.868
E_{Holz} [N/mm ²]	10.000	9.591	10.420	12.574	10.646
$\frac{EI_{m,l,\text{Vorversuch}}}{EI_{m,\text{starr}}}$ [%]	86,6	93,8	85,3	89,4	88,8
$\frac{EI_{m,l,\text{Vorversuch}}}{EI_{m,\text{ohneVerbund}}}$ [%]	315,5	340,9	308,0	309,1	318,4
$\frac{EI_{m,l,\text{Bruch}}}{EI_{m,\text{starr}}}$ [%]	76,1	86,2	67,2	89,4	78,6
$\frac{EI_{m,l,\text{Bruch}}}{EI_{m,\text{ohneVerbund}}}$ [%]	277,2	313,1	242,6	309,1	276,9

Infolge der Lastwechsel nimmt das Verhältnis der Biegesteifigkeiten von nachgiebigem zu starrem Verbund um etwa 10 % ab. Somit soll die Gegenüberstellung der lokalen Biegesteifigkeit von Vor- und Bruchversuch den messbaren, aber nicht dominierenden, Einfluss der Lastwechsel auf die Wirksamkeit des Verbundes verdeutlichen. Die Probekörper, welche nicht unter oft wiederholter Beanspruchung getestet wurden, zeigen im Vor- sowie Bruchversuch annähernd identische Biegesteifigkeiten. Die Probekörper der Serie HEV-F5 besitzen im Vergleich zu den anderen Serien die größte Biegesteifigkeit, was einerseits auf die gegenüber den anderen Versuchskörpern höhere Holzqualität zurückzuführen ist. Andererseits unterlagen diese Probekörper nicht der oft wiederholten Beanspruchung.

Die Restverformung der Platten nach Abschluss der Lastwechselversuche beträgt zwischen 3,8 mm und 6,1 mm. Die bleibende Durchbiegung ist dabei nicht ausschließlich auf die Belastung, sondern auch auf sog. bimaterielle Verformungseffekte zurückzuführen. Während des Aufbringens der mineralischen Deckschicht werden die Holzfasern in der Kontaktfuge gegenüber den Holzfasern der Deckenunterseite wesentlich stärker mit Feuchte beaufschlagt. Hieraus resultiert ein Quellen und damit eine negative Biegung - sprich eine Wölbung nach oben. Kurz nach dem Herstellen der mineralischen Deckschicht konnte in exemplarischen Messungen in den oberen 5 mm Holzfeuchten über dem Fasersättigungspunkt festgestellt werden. Diese fallen im Laufe der nächsten drei bis sechs Stunden wieder auf Holzfeuchten im Bereich um etwa 20 % ab, um sich dann innerhalb der nächsten Tage wieder auf dem Niveau der Ausgleichsfeuchte einzupendeln. Da der Anhydritestrich innerhalb der ersten drei Stunden nach dem Aufbringen mit dem Erstarren beginnt, ergibt sich aus der Quellverformung der Holzelemente eine Überhöhung (von i. M. 1,0 bis 1,9 cm) des gesamten Bauteils.

Demgegenüber steht das höhere Schwindverhalten des Anhydrits während des Abbinde- und Austrocknungsvorganges. Dies führt infolge innerer Spannungen zu Struktur-schädigungen an den Verbindungspunkten zwischen Holz und Deckschicht. Deutlich wird dies bei den Belastungsversuchen, da die Anfangsverformung im Test mit dem Prüfalter der Proben zunimmt. Zurückzuführen ist dies auf den höheren Austrocknungsgrad der Elemente. Die Versuchshalle, in der die Herstellung sowie Lagerung der Elemente vorgenommen wurde, ist nicht direkt klimatisierbar, so dass die Holzfeuchten zum Versuchszeitpunkt auf i.M. 12 % gesunken sind. Da für die Belastungstests jeweils gleiche Bedingungen, also auch gleiche Haltezeiten gelten sollten, konnte je Woche nur ein Versuch durchgeführt werden. Aus diesem Grund waren die Deckenelemente bei den Lastwechselversuchen zwischen 102 und 168 Tagen alt.

Die anschließende Tabelle lässt eine deutliche Korrelation zwischen Prüfalter und Restverformung erkennen.

Tab. 15 Prüfalter² und bleibende Durchbiegung der Probekörper mit oft wiederholter Beanspruchung

Probekörper	HEV-1	HEV-2	HEV-3	HEV-F5-1	HEV-F5-2	HEV-F5-3	HEV-F10-1	HEV-F10-2	HEV-F10-3
Prüfalter ² [d]	119	111	102	160	168	146	140	133	125
Restverf. [mm]	4,9	4,0	3,8	6,0	6,0	6,1	5,2	4,9	5,1

² Lagerungsdauer bis zur Durchführung der Schwelllastprüfung

Offensichtlich hat das Prüfalter bzw. das Trocknungsverhalten einen stärkeren Einfluss auf die Vorschädigung und damit das Steifigkeitsverhalten der Verbundelemente als die Belastung selbst. Da die im Rahmen des Forschungsprojektes durchgeführten Feuchtemessungen für eine statistische Analyse nicht ausreichen, müssen weitere Untersuchungen im Bereich der Technologie und des Feuchtemonitorings erfolgen, um das Materialverhalten schon in der Herstellung positiv zu beeinflussen.

4.5.3 Bestimmung der Biegetraglasten

Die nachfolgenden Abbildungen beinhalten die Kraft-Verschiebungskurven der einzelnen Bruchversuche. Zur Gegenüberstellung wurden die Grenzgeraden für Vergleichselemente mit starrem und ohne Verbund dargestellt. Zusätzlich ist zur Bewertung des Tragfähigkeitspotentials eine Ersatzlast bezogen auf den Vierpunkt-Biegeversuch eingetragen, welche der Standardbelastung einer Decke im normalen Hochbau (Ausbaulast und Verkehrslast von $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$) entspricht. Die äquivalente Ersatzlast, welche das gleiche Moment erzeugt wie die o.g. Linienlast, beträgt $9,36 \text{ kN}$. Die Ursachen für die um 4 bis 6 mm aus dem Ursprung verschobenen Startpunkte der Kurven liegen in der Versuchsdurchführung. Die Bruchversuche folgten im Anschluss an die Lastwechselversuche, so dass die daraus resultierenden bleibenden Durchbiegungen weiterhin in der Widerstandskraft-Verschiebungskurve enthalten sind.

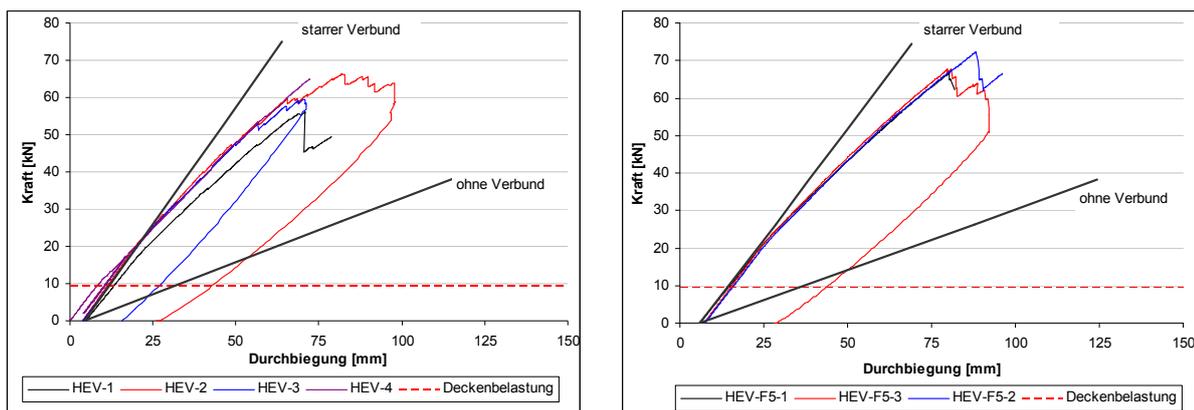


Abb. 91 Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serien HEV und HEV-F5

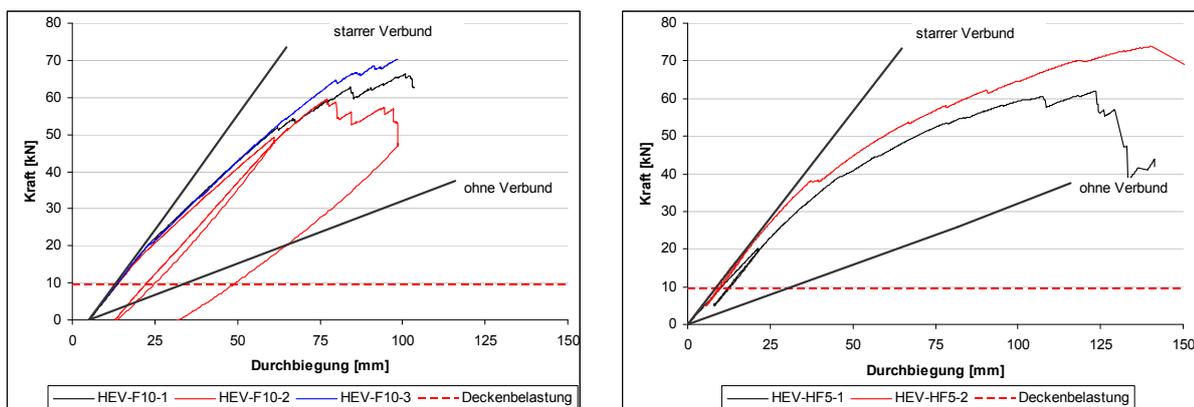


Abb. 92 Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serien HEV-F10 und HEV-HF5

Bei allen untersuchten Serien sind hohe Verbundsteifigkeiten im Gebrauchslastbereich sowie ein duktileres Deformationsverhalten der Plattenelemente vor dem Versagen deutlich zu erkennen. Trotz des Versatzes der im Versuch ermittelten Last-Verschiebungskurven um

den Betrag der Vorverformung, liegt die nach Norm ermittelte zulässige Verformung innerhalb der Testergebnisse. Die Bruchlast der Decken konnte mit einem Sicherheitsfaktor von $\eta_{GZT} > 5$ gegenüber der geforderten Tragfähigkeit ermittelt werden. Die nachfolgende Abbildung enthält die Bruchlasten und die maximalen Bruchdurchbiegungen der einzelnen Versuche. Im Vergleich der Traglasten der Elemente, die den Lastwechseln ausgesetzt waren, mit denjenigen der Elemente ohne Lastwechsel (HEV-4, HEV-HF5-1 und HEV-HF5-2) konnte keine signifikante Abnahme der Bruchlast durch die Lastwechsel festgestellt werden. Ebenso ist kein direkter Zusammenhang zwischen der Anzahl der Lastwechsel und der Größe der Restfestigkeit erkennbar. Somit ist der Einfluss der Lastwechsel wesentlich geringer als der Einfluss der Streuung der Materialparameter.

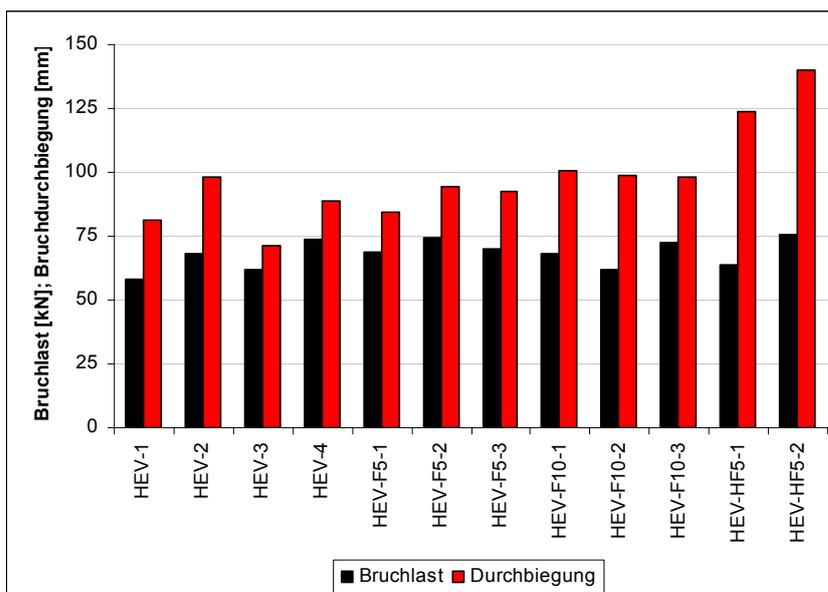


Abb. 93 Bruchlasten und maximale Bruchdurchbiegungen der Verbundelemente

Die relativ hohen Bruchdurchbiegungen der Serie HEV-HF5 hängen mit einem Steifigkeitsabfall bei etwa einer Last von 40 kN zusammen. Ab diesem Punkt ist der Anstieg im Widerstandskraft-Verschiebungsdiagramm gegenüber den anderen Serien deutlich flacher, wodurch bei etwa gleichgroßer Bruchlast erhöhte Durchbiegungen entstehen. Ein flacherer Anstieg im nicht-linearen Bereich spricht jedoch für ein duktileres Versagensverhalten mit dem baupraktisch wichtigen Vorteil, dass das System mit Vorankündigung versagt. Hier vereint der Holz-Beton-Verbund mit direktem Auftrag der mineralischen Deckschicht auf das Holz und zusätzlichem Formschluss infolge der gefrästen Nocken zwei Vorteile: einerseits kann der Effekt einer direkten und fast starren Verbindung mit höheren Steifigkeiten genutzt werden, andererseits tritt durch die „Verzahnung“ ein sehr duktileres Versagen auf, welches die Gebrauchssicherheit deutlich erhöht.

Tab. 16 Gegenüberstellung der Bruchlasten der einzelnen Serien

Probekörperserie	HEV	HEV-F5	HEV-F10	HEV-HF5	Mittelwert
Bruchlast i. M. [kN]	65,44	71,03	67,46	69,75	68,42
Bruchdurchbiegung i. M. [mm]	84,87	90,35	99,13	131,99	101,58

Anhand der Bruchversuche der Serie HEV-HF5 soll die Entwicklung der Stirnseitenverschiebung am Auflager sowie die gegenseitige Relativverschiebung zwischen Estrich und Beton etwa 40 cm vom Auflager entfernt (Achsen B und J nach Messstellenplan)

dokumentiert werden. Die Verschiebungen an den Achsen B (MW 7/8) und J (MW 9/10) wachsen sofort nach Belastungsbeginn, während die Stirnseitenverschiebungen erst ab einer Kraft von knapp 40 kN ansteigen. Bis zu dieser Widerstandskraft, die weit über dem Gebrauchslastbereich liegt, ist der Einfluss der Reibung auf den Flächenverbund im Auflagerbereich ausreichend hoch, um eine Verschiebung zu unterdrücken.

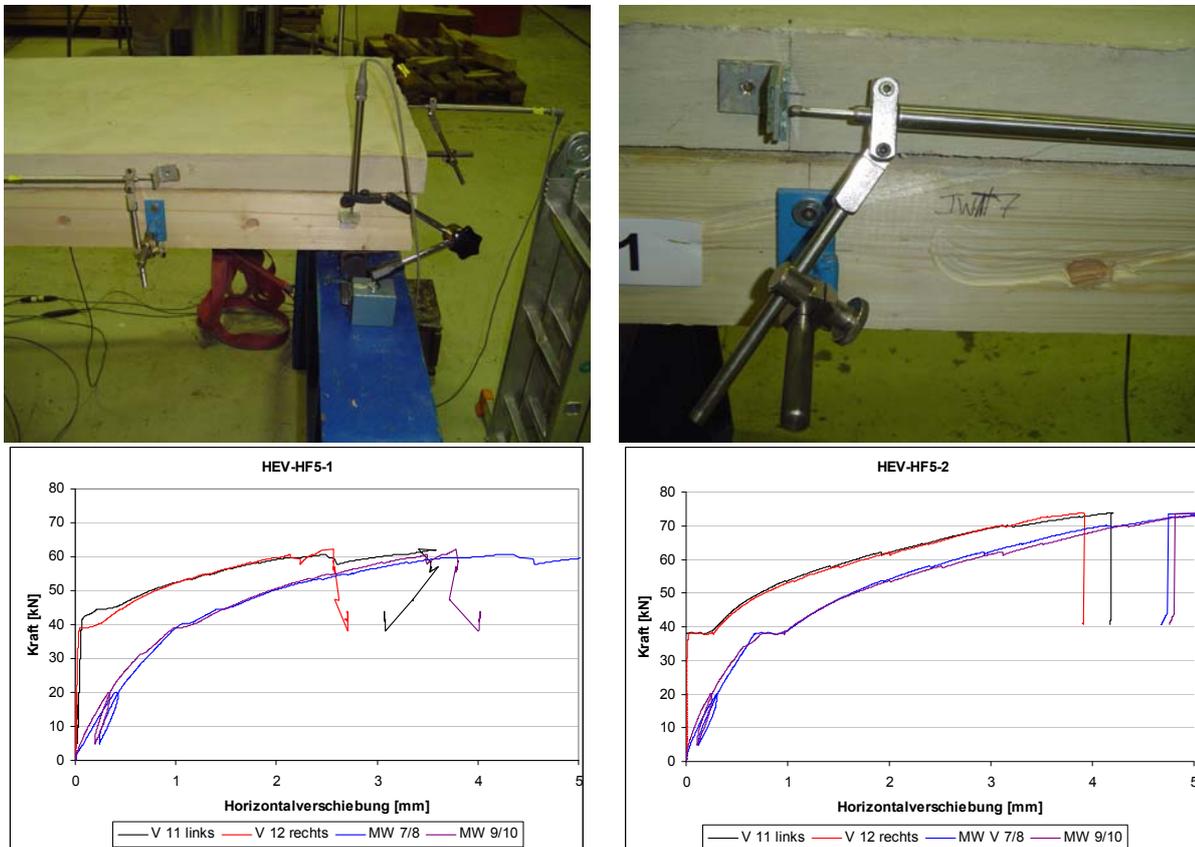


Abb. 94 Stirnseitenverschiebung am Auflager und Horizontalverschiebung in den Achsen B und J

Im Widerstandskraft-Verschiebungs-Diagramm ist der erste Bruch im Bereich der Holzlamellen bei rund 40 kN gut zu erkennen. Ab diesem Zeitpunkt beginnt die Verschiebung der Stirnflächen gegeneinander. Offensichtlich treten durch den Impuls der plötzlichen Lastumlagerung auch Schädigungen am Verbund und an den Verzahnungen zwischen Estrich und Holz auf.



Abb. 95 Versuchsaufbau Biegeversuch vor Belastung (links) und bei Maximalbelastung (rechts)



Abb. 96 Bruchursache: Biegezugversagen des Holzes

Ausnahmslos alle Probekörper versagten zuerst durch Biegezugbruch der Lamellen im Holz, ehe ein Druckversagen des Estrichs eintrat.



Abb. 97 Estrichversagen infolge Überschreiten der Druckfestigkeit

4.6 Photogrammetrische Untersuchungen zum Verbundverhalten

Mit Hilfe der bei ausgewählten Deckenelementen im Auflagerbereich eingesetzten optischen Nahfeldmessung, konnten bei den Biegeversuchen an den hybriden Deckenelementen ergänzend zu den taktilen Messungen nähere Erkenntnisse zum lokalen Trag- und Verformungsverhalten in diesem hochbeanspruchten Verbundbereich gewonnen werden.

In Abbildung 92 des vorangegangenen Kapitels ist beispielsweise bei Probe HEV-HF5-2 festzustellen, dass zunächst im Versuchsverlauf am Auflager an den Probekörperstirnseiten fast keine gegenseitige Endverschiebung zwischen Estrich- und Brettstapelelement auftrat, jedoch dann ab einer Einwirkungslast von rund 39 kN eine deutliche relativ plötzlich mit zunehmender Last weiter ansteigende gegenseitige Verschiebung gemessen wurde. Zwar war auch schon unterhalb einer Lasteinwirkung von 39 kN im Bereich der ca. 30 cm vor dem Auflager angeordneten Messachsen eine gegenseitige Verschiebung in der Verbundfuge messbar, jedoch synchron mit dem Auftreten der plötzlich einsetzenden Endverschiebung stieg auch diese deutlich an. Bei der genaueren Analyse des Biegeverformungsverhaltens des Deckenelements (vgl. Abbildung 90 rechts unten) war eine analoge, sprunghafte Zunahme der Durchbiegung ebenfalls festzustellen. Dieser sich bei dem Probekörper HEV-HF5-2 besonders deutlich abzeichnende Effekt konnte in abgeschwächter Form teils auch bei anderen Versuchskörpern beobachtet werden. Mittels dieses bei diesem Probekörper in der Zone mit der maximalen Beanspruchung besonders deutlich werdenden Effekts kann das typische Entfestigungsverhalten der zwischen mineralischer Deckschicht und Brettstapelelement sich einstellenden Verbundwirkung gut charakterisiert sowie detailliert analysiert werden.

Für die genauere experimentelle Erfassung der im Auflagerbereich in der Verbundfuge auftretenden Effekte wurde hier das bereits zuvor beschriebene hochauflösende photogrammetrische 2D - Messverfahren eingesetzt. Bei der für die Messung verwendeten speziellen Videomesskamera mit einer sehr hohen Auflösung ($11 \cdot 10^6$ Pixel) zusammen mit einem verzeichnungsfreien telezentrischen Spezialobjektiv bewegte sich die systembedingt erreichbare Genauigkeit der aus der Bildauswertung gewonnenen Messpunktkoordinaten im Bereich von ca. 1-tausendstel Millimeter. Für die Erfassung der lokalen Verformungen im Bereich der Verbundfuge wurde ein Messfeld bestehend aus in einem Raster angeordneten speziellen Messmarken auf die sichtbaren äußeren Seitenflächen des Deckenelementes appliziert. Ähnlich der bereits bei der 3D - Photogrammetrie beschriebenen Vorgehensweise konnten anhand der Auswertung digitaler Messbildsequenzen jeweils die Messpunktkoordinaten und somit auch die innerhalb des Messfeldes im Estrich, Holz sowie in der Verbundfuge auftretenden Verformungen präzise bestimmt werden.

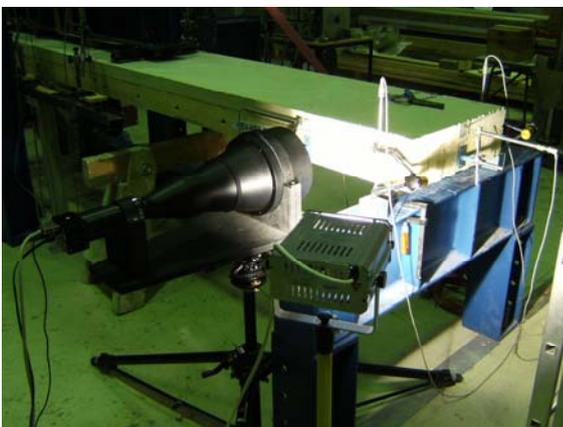


Abb. 98 Digitalkamera mit telezentrischem Messobjektiv (links) und Messfeld (rechts)

Bei der Nahfeldmessung werden die einzelnen Messbilder per Triggersignal den gleichfalls gemessenen Kraftgrößen zugeordnet, so dass eine eindeutige Zuordnung von Kraft- und Verformungsgrößen gegeben ist. Gegenüber den klassischen taktilen Messungen bietet die optische Messung den grundsätzlichen Vorteil eine berührungslose Messung mit einer wesentlich höheren Messdichte und -genauigkeit vornehmen zu können. Ebenso werden hierbei, im Unterschied zu den taktilen Messverfahren, stets die resultierende Verschiebung der Messmarken in der ebenen Messfläche (hier als X-Y-Ebene bezeichnet) gemessen, so dass damit auch die beiden Verzerrungskomponenten in den jeweiligen diskreten Messpunkten des Verzerrungsfeldes bekannt sind. Mittels entsprechender mechanischer Stoffgesetze lassen sich damit auch Aussagen zur kombinierten Materialbeanspruchung oder den vorhandenen Hauptbeanspruchungsrichtungen gewinnen.

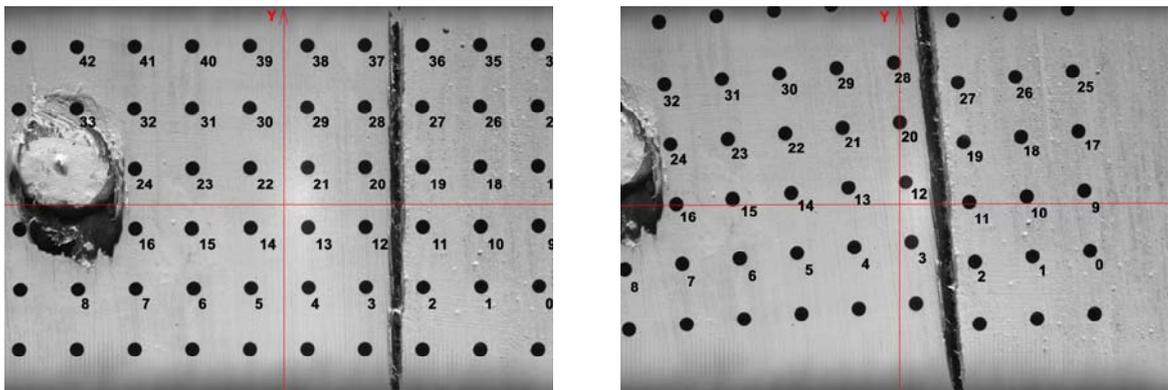


Abb. 99 Beispiele für Messbilder: Beginn des Versuches (links), maximale Krafteinleitung (rechts)

Zur Veranschaulichung sind in obiger Abbildung zwei Messbilder (Zeitpunkt: am Versuchsbeginn bzw. bei Erreichen der maximalen Durchbiegung in Feldmitte) wiedergegeben. Die eingeblendete Nummerierung der Messmarken sowie der Bildachsen sollen dabei der Orientierung bei der Auswertung dienen. Zu beachten ist, dass aufgrund der Ausrichtung und Abmessungen des Photochips die Aufnahme um 90° im Uhrzeigersinn gedreht ist, so dass hier die X-Achse orthogonal zur Verbundfuge steht; der Anhydrit ist rechts im Bild zu erkennen. Beim Vergleich der beiden Bilder kann man aus der Lageänderung der Messmarken, beispielsweise durch den Vergleich der Punkte 2 und 3, die sich im unmittelbaren Bereich der Verbundfuge einstellende gegenseitige Verschiebung der beiden Ufer (in Y-Richtung) bei gleichzeitiger Aufweitung (in X-Richtung) bereits mit dem „bloßen Auge“ erkennen. Die hier benötigte Relativverformung der beiden Fugenflanken im Versuchsverlauf kann aus der Abstandsänderung beliebiger Messpunktpaare im jeweiligen Messintervall (Zeitintervall zwischen zwei Bildaufnahmen) mit der die Genauigkeit erhöhenden Differenzbildung (diese bereinigt weitgehend die in jedem Bild gegebenenfalls noch enthaltenen Abweichungen von den physikalischen Absolutwerten der Koordinaten) gewonnen werden.

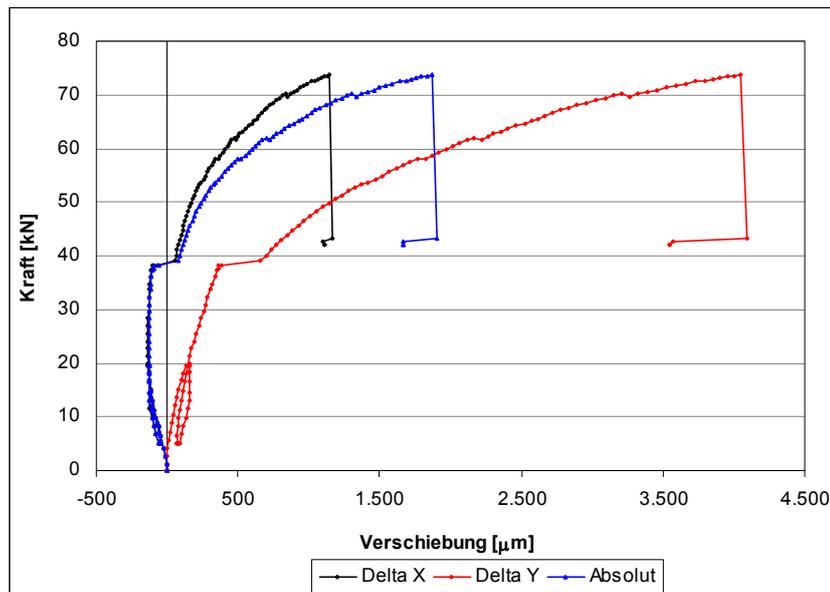


Abb. 100 Relativbewegung der Punkte 2 und 3 zueinander

Betrachtet man die einzelnen Komponenten der Verschiebung von Punktepaaren, bei denen sich direkt an der Verbundfuge je ein Punkt auf der Holz- und auf der Estrichseite befindet, so lässt sich die zwischen Holz und Deckschicht in der Verbundfuge im Versuchsverlauf auftretende Relativbewegung einfach verfolgen. Im oben aufgeführten Diagramm sind die dabei in x- und y-Richtung auftretenden Verschiebungskomponenten in Abhängigkeit der weggesteuert aufgebrauchten Lasteinwirkungen für das aus den Punkten 2 (Estrichseite) und 3 (Holzseite) gebildete Punktepaar wiedergegeben. Alle anderen im Messfeld auf einem Material befindlichen Messpunktepaare zeigen infolge der im Vergleich zur Fugenverschiebung betragsmäßig viel geringeren Materialverformungen einen kaum abweichenden Verschiebungsverlauf.

Zunächst fällt auf, dass die Verschiebungskomponente in X-Richtung am Versuchsbeginn negative Werte annimmt. Die Ursache hierfür ist die bei einer Einwirkung von 20 bis 25 kN am betrachteten Deckenaufleger auftretende anteilige Einwirkungskomponente, welche zunächst die Kompression der Verbundfuge um ca. 130 µm bedingte. Infolge der nachfolgenden geringen Entspannung verringerte sich die Kompression auf etwa rund 90 µm. Beim weiteren Anwachsen der Auflast kam es dann beim Erreichen des Wertes der Einwirkung von 39 kN zu einer sprunghaften Dekompression der Verbundfuge um 170 µm, so dass nunmehr bezogen auf den Zustand am Versuchsbeginn sich eine Fugenaufweitung auf 80 µm einstellte. Danach trat unter der weiter kontinuierlich bis zum Erreichen der Traglast anwachsenden Einwirkung eine nichtlinear stetig anwachsende Verbundfugenaufweitung auf bis zu 1.150 µm ein. Parallel dazu war dann eine ähnlich verlaufende Zunahme der gegenseitigen Verschiebung der Fugenflanken (Y-Richtung) zu verzeichnen. Auch diese Y-Komponente der Fugenverschiebung zeigte bis zur Laststufe 39 kN sowie einem Relativverschiebungswert von 390 µm einen weitgehend linearen Verlauf. Darauf erfolgte ebenfalls ein schlagartig einsetzender Sprung um ca. 310 µm mit einem daran anschließenden nichtlinearen Anstieg.

Dieses Verhalten deutet darauf hin, dass insbesondere der aus dem Formschluss der Estrich-Nocken resultierende „verschmierte“ Verbundwirkungsanteil durch die Faserzugabe günstig beeinflusst wird. So kann die Arbeitshypothese aufgestellt werden, dass die im Estrich eingebeteten Fasern als Zug- respektive Schubbewehrung der Estrich-Nocken

wirken und damit deren Abscherverhalten für die Nutzung positiv beeinflussen. Diese auf der Verbundwirkung zwischen der Estrich-Matrix und den eingebetteten Fasern basierende Wirkung wird mit dem Erreichen eines für die Faserhaftverbundspannungen kritischen Last-Niveaus fortschreitend geschädigt. Aufgrund der Vielzahl der eingebetteten Fasern mit unterschiedlich guter Resthaftung am Holz bzw. Verankerungslänge im Estrich, kommt es bei der „verschmierten“ Verbundwirkung zu einem reiverschlussartig verlaufenden Versagensprozess sowie zu einer Vergrößerung der Reibungswirkung infolge der dabei ebenfalls anwachsenden Bruchfugen. Damit versagt ausgehend von den maximal beanspruchten Schubbereichen die lokale Verbundwirkung nicht spröde sondern augenscheinlich duktil und führt damit zu einem relativ langsamen Anwachsen der geschädigten Bereiche der Verbundfuge. Dieses Verhalten konnte insbesondere auch bei den mit einer Schwellbelastung beaufschlagten Deckenelementen bei den nachfolgenden Traglastversuchen festgestellt werden.

Eine nähere Betrachtung der aus den Ergebnissen der photogrammetrischen Messungen abgeleiteten Widerstandskraft-Verschiebungskurve zeigt das typische „Sägezahn-Muster“, das bis zum Erreichen der Traglast zunimmt und das grundsätzliche Verbundverhalten mit dem teilweisen Versagen einzelner Bereiche repräsentiert. Dieses grundsätzliche Verbundverhalten zwischen sägerauen Holzoberflächen und mineralischen Deckschichten konnte an der Professur Holz- und Mauerwerksbau schon bei vorausgegangenen und seit längerer Zeit abgeschlossenen Forschungsprojekten (LEHMANN 2004) analysiert und nunmehr mittels neuester Messverfahren im Grundsatz bestätigt werden.

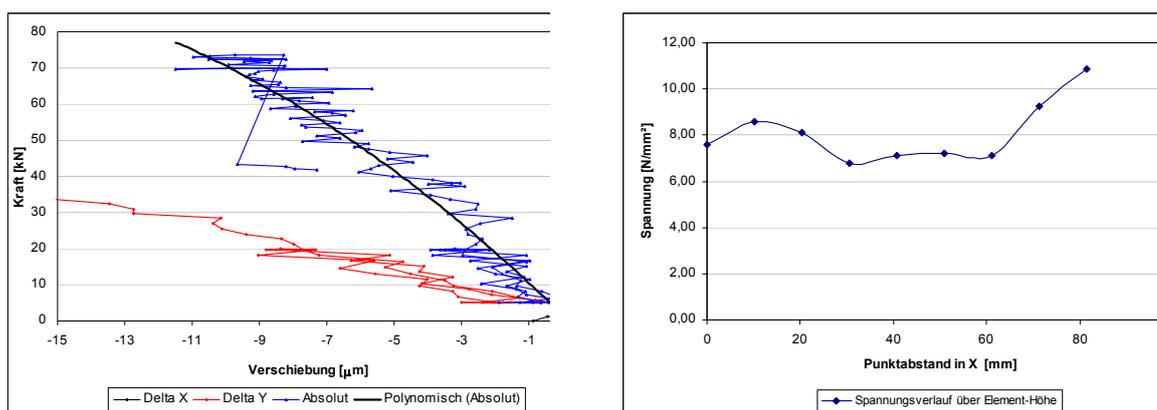


Abb. 101 Dehnung zwischen den Punkten 3 und 28 (Messgenauigkeit i. M. 2 µm)

Eine Auswertung ausgewählter Punktpaare lässt Rückschlüsse auf lokale Spannungszustände zu. So ergibt die Betrachtung der Punkte 3 und 28, welche sich direkt am Holzrand unterhalb der Verbundfuge befinden, dass trotz der Auflagernähe immer noch Druckspannungen in Faserlängsrichtung auftreten. Der Abstand der Punkte bei Versuchsbeginn beträgt 32.112 µm und verkürzt sich bei Maximallast kurz vor dem Bruch auf 32.101 µm. Auch wenn die Messgenauigkeit bei nur 2 µm liegt, so ist die Stauchung der Fasern um 11 µm auch anhand des oben links stehenden Diagramms deutlich zu erkennen. Mit Hilfe des im Vorversuch ermittelten mittleren Biegeelastizitätsmoduls des Holzes von $E_{m,l} = 12.255 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Kapitel 5.5.1) kann grob überschlägig eine Druckspannung von

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = 12.255 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{11\mu\text{m}}{32.112\mu\text{m}} = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

abgeschätzt werden. Nach dem gleichen Verfahren ist die Abschätzung der Schubbeanspruchung über die Element- bzw. die Messbildhöhe möglich. Im oben stehenden Diagramm rechts wird die Spannung anhand der Faserstauchung zwischen der jeweils unteren und oberen Punktreihe im Messfeld ermittelt. Dabei steht der Punkt mit dem Abstand 0 mm auf

der X-Achse für das Punktepaar 8 / 33 und somit direkt im Bereich des Hartholzdübels. Der Punkt mit der geringsten Spannung (drittletzter Punkt) der Kurve stellt das Punktepaar 2 / 27 dar und befindet sich auf dem Anhydritestrich direkt neben der Fuge. Für die Ermittlung der Spannungen wurde die Verkürzung des Abstandes der Punktepaare im Messbild in Y-Richtung ermittelt. Die Dehnung berechnet sich wie oben beschrieben aus Division von Spannung und Elastizitätsmodul. Für den E-Modul des Holzes wurde analog der oben beschriebenen Vorgehensweise der Wert aus dem Vorversuch angesetzt. Der E-Modul des Anhydritestrichs wurde mit 17.500 N/mm^2 angesetzt und entstammt den Werten aus den bei der Herstellung gewonnenen Rückstellproben. Der Verlauf des Graphen zeigt den Schubspannungsverlauf über die Elementhöhe, wobei die Spannung im Anhydritestrich deutlich über der Spannung im Holz liegt. Im Bereich der Fuge treten die, im Messfeld abgebildeten, geringsten Schubspannungen auf. Diese sind erwartungsgemäß im Randbereich beider Verbundteile gleich hoch. Leider konnte aufgrund der begrenzten Messfeldgröße nicht der Verlauf über die gesamte Trägerhöhe ermittelt werden, so dass weiterführende Messungen und Analysen einem neuen Forschungsvorhaben vorbehalten bleiben.

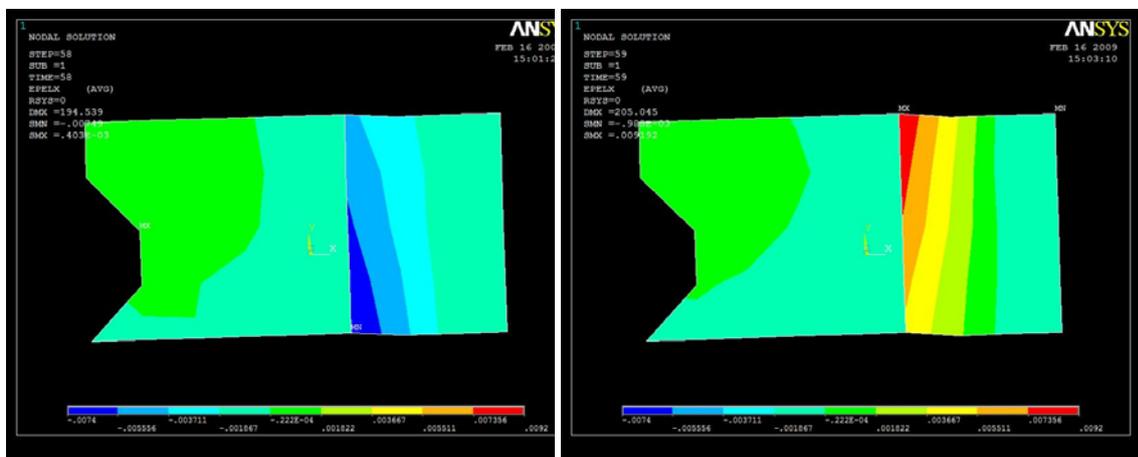


Abb. 102 Simulation mit FEM: Die Spannungsverteilung im linken und rechten Bild zeigt den Wechsel zwischen Kompression und Expansion der Fuge nach Überschreitung der Haftung zwischen Holz und Beton.

Die zuvor dargelegten aus den Deckenversuchen gewonnenen Erkenntnisse und den im für die Ausbildung der Verbundfuge besonders wichtigen Auflagerbereich vorgenommenen photogrammetrischen Messungen, flossen in ein Simulationsmodell ein, welches ebenfalls zur Veranschaulichung sowie Erklärung der im Versuch festgestellten Phänomene beitragen soll. Mit der Übernahme des aus den photogrammetrischen Messungen bekannten diskreten Verschiebungsfeldes in das FE-Modell konnten diese Messergebnisse auch für eine erste numerische Analyse sowie Auswertung mittels FE-Methode genutzt werden. Aufbauend hierauf kann im Rahmen weiterführender Forschungsprojekte die Entwicklung eines numerischen Gesamtmodells für realitätsnahe Modellierung des Trag- und Verformungsverhalten von Hybridbauteilen angestrebt werden.

In den vorstehenden Abbildungen ist der zuvor erörterte, für die Verbundfuge kritische Zeitpunkt dargestellt. Die zwischen dem Holz und der mineralischen Deckschicht auftretende Adhäsion ist eine wichtige Grundvoraussetzung für eine effektive Verbundtragwirkung und damit essentiell für die Herstellung leistungsfähiger hybrider Bauteile. Die nähere Betrachtung der hierzu gehörenden Komponenten bedarf jedoch noch weiterer aufwändiger Untersuchungen und muss somit ebenfalls in einem Nachfolgeprojekt auch mit der Zielstellung der Erarbeitung eines praxistauglichen Bemessungskonzeptes fortgeführt werden.

4.7 Vorschlag für ein Bemessungskonzept der Hybrid-Decken

4.7.1 Einführung

Für ein Bemessungskonzept für die Hybriddecken fehlen noch statistisch verwertbare Untersuchungsergebnisse. Dennoch kann unter Einbeziehung vorangegangener Arbeiten an der Forschungseinrichtung (RAUTENSTRAUCH & LEHMANN 2001, LEHMANN 2004) ein erster Ausblick auf die praktisch anwendbare Dimensionierung in Anlehnung an bekannte Bemessungsverfahren gegeben werden. Die Widerstandskraft-Verformungskurven aus den Deckenversuchen mit Spannweiten von 5,00 m zeigen bis zu einem Drittel der Bruchlast einen linearen Verlauf, welcher sich mit einer exemplarischen Kurve für einen Verbundträger mit starrem Schubverbund deckt. Diese Übereinstimmung gilt bei den Versuchen bis über eine Marke von mehr als 20 kN Belastungskraft hinaus. Eine übliche Nutzlast für Wohn- und Geschäftshäuser würde ein Biegemoment in der Decke erzeugen, welche einer äquivalenten Versuchslast von etwa 10 kN im Versuch entspräche. Nachfolgende Abbildung verdeutlicht, dass bis weit über den Nutzungslastbereich hinaus das Verformungsverhalten der Hybriddecke weitgehend deckungsgleich einer Decke mit starrem Verbund ist.

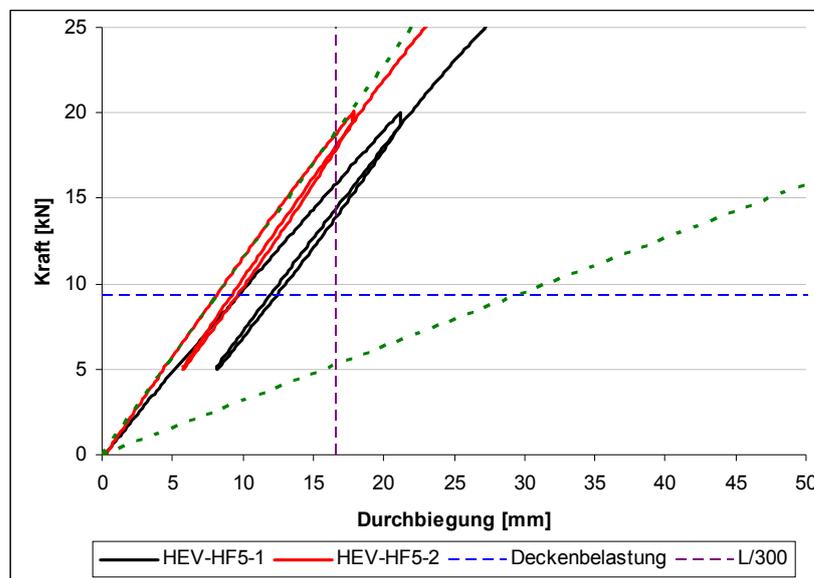


Abb. 103 Widerstandskraft-Verschiebungskurven der Serien HEV-HF5 im Nutzungsbereich

Für die Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit wird das γ -Verfahren nach DIN 1052:2008 für nachgiebig miteinander verbundene Querschnitte empfohlen. Aufgrund des nahezu starren Verbundes der beiden Querschnittsteile wird vorgeschlagen, den Wert für den Nachgiebigkeitsfaktor mit $\gamma_1 \approx 1,0$ anzunehmen.

Die Gesamttragfähigkeit wird bei dem vorgeschlagenen Verfahren durch die Verhältnisse der Elastizitätsmoduln der Teilquerschnitte bewertet. Diese können aus Tabellenwerken oder Technischen Merkblättern der Anhydrithersteller entnommen werden. Die Profilierung des Holz- und somit auch des Anhydritquerschnitts durch die alternierende Lamellenhöhe wird durch einen mittleren Ersatzquerschnitt dargestellt (im Anhang wird die Vorgehensweise für die genaue Ermittlung der geometrischen Form beschrieben). Für die Ermittlung der Tragfähigkeit bei reiner Biegebeanspruchung sind die Randspannungen der jeweiligen Verbundpartner nachzuweisen. Dabei sollte der Querschnitt stets so dimensioniert werden, dass über die gesamte Höhe der mineralischen Deckschicht eine Druckspannung auftritt.

4.7.2 Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit

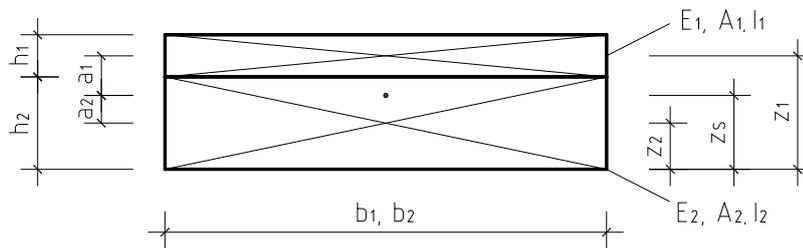


Abb. 104 Bezeichnungen am Verbundquerschnitt

Entsprechend der Theorie des nachgiebigen Verbundes kann die wirksame Biegesteifigkeit EI_{ef} für einen Verbundträger bestehend aus zwei Querschnittsteilen wie folgt ermittelt werden:

$$EI_{ef} = E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2$$

mit

- | | |
|---|--|
| - $E_1 = \eta \cdot E_{\text{Anhydrit}}$ | - Elastizitätsmodul Anhydrit mit Abminderungsfaktor η |
| - $I_1 = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12}$ | - Flächenträgheitsmoment Anhydritquerschnitt |
| - $\gamma_1 \approx 1,0$ | - Nachgiebigkeitsfaktor Verbundfuge |
| - $A_1 = b_1 \cdot h_1$ | - Flächeninhalt Anhydritquerschnitt |
| - $a_1 = z_1 - z_S$ | - Abstand Schwerpunkt Anhydritquerschnitt zu Gesamtschwerpunkt |
| - $z_S = \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot z_1 + E_2 \cdot A_2 \cdot z_2}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}$ | - Gesamtschwerpunkt |
| - $E_2 = E_{0,mean}$ | - Elastizitätsmodul Holzquerschnitt |
| - $I_2 = \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12}$ | - Flächenträgheitsmoment Holzquerschnitt |
| - $\gamma_2 = 1,0$ | - Festlegung nach DIN 1052:2008 |
| - $A_2 = b_2 \cdot h_2$ | - Flächeninhalt Holzquerschnitt |
| - $a_2 = z_S - z_2$ | - Abstand Schwerpunkt Holzquerschnitt zu Gesamtschwerpunkt |

Der Reduktionsfaktor η für den Elastizitätsmodul des Anhydritestrichs berücksichtigt die Streuungen der Materialeigenschaften sowie die von den Werkstoffprüfungen abweichende Beanspruchungssituation der Verbundmaterials und die aus der sich tatsächlich am Bauteil einstellenden Verbundwirkung zurückzuführenden Effekte auf die Steifigkeit des Verbundbauteils.

Sowohl das Quellen und Schwinden sowie das Kriechen der einzelnen Verbundpartner Holz und Anhydrit haben einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten eines hybriden Verbundbauteils. Die Quelldehnungen infolge Feuchtigkeitsaufnahme, die Schwindverkleinerungen durch Trocknung sowie das Kriechen als zeitabhängige Verformung unter einer konstanten Belastung sind bei den verwendeten Baustoffen unterschiedlich ausgeprägt, wodurch es zu gegenläufigen Verformungsanteilen in den Teilquerschnitten kommen kann. Das Kriechen verursacht bei Verbundbauteilen Spannungs- und Schnittgrößenumlagerungen, die hinsichtlich der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit Probleme bereiten können. Aus diesen Gründen ist für eine sichere Dimensionierung einer Holz-Verbundkonstruktion auch das Langzeittragverhalten zu betrachten. In der Normung wird das Langzeittragverhalten in der Regel durch eine Abminderung der Materialsteifigkeiten berücksichtigt. Die Ermittlung der Schnittgrößen und Spannungen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfolgt für einen Anfangs- und Endzustand, wobei letzterer das Langzeittragverhalten repräsentiert. In Anlehnung an die DIN 1052:2008 wird vorgeschlagen für die Teilquerschnitte folgende Steifigkeiten in den einzelnen Grenzzuständen anzusetzen:

Anfangszustand

- Anhydrit
$$E_{1,0d} = \frac{E_1}{\gamma_A}$$
mit
 - E_1 - Elastizitätsmodul (Mittelwert)
 - γ_A - Teilsicherheitsbeiwert
- Holz
$$E_{2,0d} = \frac{E_{0,mean}}{\gamma_t}$$
mit
 - $E_{0,mean}$ - Elastizitätsmodul (Mittelwert)
 - γ_t - Teilsicherheitsbeiwert

Weiterhin wird in Anlehnung an DIN 1045-1:2008 analog zum unbewehrten Beton ein materialeitiger Teilsicherheitsbeiwert für die Anhydrit-Deckschicht von $\gamma_A = 1,8$ vorgeschlagen. Für glasfaserbewehrten Calciumsulfatestrich schlagen SCHMIDT & KALISKE eine Reduktion auf $\gamma_A = 1,5$ vor. Gemäß DIN 1052:2008 ist der Teilsicherheitswert für Holz mit $\gamma_t = 1,3$ anzusetzen.

Endzustand

- Anhydrit
$$E_{1,\infty} = \frac{E_1}{\gamma_A \cdot (1 + \varphi_A(t, t_0))}$$
 - $\varphi_A(t, t_0)$ - Kriechzahl Anhydrit
- Holz
$$E_{2,\infty} = \frac{E_{0,mean}}{\gamma_t \cdot (1 + \varphi_t(t, t_0))};$$
mit
 - $\varphi_t(t, t_0)$ - Kriechzahl Holz

Analog zu der zuvor beschriebenen Vorgehensweise erfolgt die Schnittgrößen- und Spannungsermittlung für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Im Unterschied zum Grenzzustand der Tragfähigkeit sind dann die materialeitigen Teilsicherheitsbeiwerte der Verbundpartner mit 1,0 anzusetzen.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden aufgrund der – für Kriechuntersuchungen kurzen – zweijährigen Laufzeit keine eigenen Kriechversuche für die Anhydrit-Deckschichten durchgeführt. Aus diesem Grund sei hinsichtlich des Ansatzes des Kriechfaktors für die Anhydritdeckschicht $\varphi_A(t, t_0)$ auf die Dissertation von SCHMIDT (2003) verwiesen, welcher für Anhydritestrich für eine vereinfachte Berechnung einen Endkriechfaktor von $\varphi_e = 1,5$ vorschlägt. Für die Kriechzahl des Holzes $\varphi_t(t, t_0)$ wird vorgeschlagen, die Deformationsbeiwerte k_{def} nach DIN 1052:2008 in Abhängigkeit der Nutzungsklasse zu verwenden.

4.7.3 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Mit Hilfe der für die einzelnen Zustände ermittelten wirksamen Biegesteifigkeit EI_{ef} können nun entsprechend der Formeln der DIN 1052:2008 die Normalspannung σ sowie die Biegespannung σ_m ermittelt werden:

- Normalspannung
$$\sigma = \frac{M_d \cdot \gamma_i \cdot a_i \cdot E_i}{EI_{ef}}$$
- Biegespannung
$$\sigma_m = 0,5 \cdot \frac{M_d \cdot E_i \cdot h}{EI_{ef}}$$

Mit Hilfe dieser Spannungen erfolgt die Berechnung der auftretenden Randspannungen der Verbundpartner Anhydritestrich und Holz. Darauf aufbauend können wie im Holzbau im Grenzzustand der Tragfähigkeit üblich die jeweiligen Ausnutzungsgrade bestimmt werden, so dass die nachfolgenden Nachweise zu führen sind. In der Anhydritdeckschicht sind die Bemessungswerte der Biegedruckspannung am oberen Rand sowie eine eventuell auftretende Biegezugspannung am unteren Rand den Bemessungswerten der Druck- bzw. Biegezugfestigkeit gegenüberzustellen. Die Tragfähigkeit des Holzquerschnitts ist mit einem kombinierten Nachweis bestehend aus Anteilen aus Biegung und Zug nachzuweisen.

- Anhydritestrich
 - Deckschicht oben
$$\frac{\sigma_{A,m,oben,d}}{f_{A,c,d}} \leq 1$$
 - Deckschicht unten
$$\frac{\sigma_{A,m,unten,d}}{f_{A,t,d}} \leq 1$$
- Holz
$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

4.7.4 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind neben der Beachtung der Schwingverhaltens, des Schall- und Brandschutzes vor allem die Verformungen aus Eigen- und Verkehrslast zu begrenzen. Lastseitig ist mit den charakteristischen Werten der Einwirkung zu rechnen, wobei auf Seiten des Widerstands keine Abminderung der Material- und Festigkeitskenngrößen durch Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt. Die Durchbiegung des Verbundträgers mit einer abgeminderten Biegesteifigkeit im Endzustand zur Berücksichtigung des Langzeittragverhaltens berechnet sich wie folgt:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI_{ef,\infty}}$$

mit

- | | | |
|--------------------|---|---|
| - q | - | charakteristische Belastung |
| - l | - | Spannweite des Verbundträgers |
| - $EI_{ef,\infty}$ | - | wirksame Biegesteifigkeit im Endzustand |

Die Durchbiegung des Verbundelements darf die Grenzwerte der Verformungen nach DIN 1052:2008 nicht überschreiten:

- $w_{Q,inst} \leq \frac{l}{300}$ - elastische Anfangsdurchbiegung infolge Verkehrslast
- $w_{fin} - w_{G,inst} \leq \frac{l}{200}$ - Gesamtdurchbiegung abzüglich elastischer Anfangsdurchbiegung infolge Eigenlast

Der zu diesem Kapitel gehörende Anhang beinhaltet ein genaueres Bemessungsverfahren, welches den Einfluss der alternierenden Lamellenhöhen detaillierter berücksichtigt.

4.8 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden an der Bauhaus-Universität Weimar umfangreiche Biegeversuche an hybriden Holzverbund-Deckenelementen mit mineralischen Deckschichten (Brettstapel-Elemente mit jeweils modifizierter Anhydritdeckschicht und Flächenverbund) unter statischer sowie niederzyklischer Schwellbelastung durchgeführt. Dabei wurden insbesondere auch mit Glas- und Holzfasern modifizierte Estrichdeckschichten in die Untersuchungen einbezogen. Die ergänzend durchgeführten Schwelllast-Untersuchungen verfolgten die Zielstellung das Tragverhalten sowie die Zuverlässigkeit des zwischen den Baustoffkomponenten bestehenden Flächenverbundes bei einer ca. 80-jährigen Nutzungsdauer einer Hybriddecke abzuschätzen.

Das für die Biegeversuche unter niederzyklischen Beanspruchungen entwickelte Lastregime bildet die auftretenden Lastspiele einer Hochbaudecke bei langjähriger Nutzung mit Amplituden im Gebrauchslastbereich (Ausbauast und Verkehrslast von 5 kN/m^2) in ausreichender Sicherheit wirklichkeitsnah ab. Der Großteil der Probekörper wurde nach einer konstanten Belastungszeit (Vorversuche und Lastwechsel) bis in den Versagensbereich belastet, so dass sowohl die Schädigung durch die zyklische Beanspruchung als auch die Resttragfähigkeiten quantifiziert werden konnten. Die Beschreibung der Schädigung erfolgte über einen Vergleich der Anfangs- und Endbiegesteifigkeiten (Vor- und Bruchversuche). Infolge der oft wiederholten Schwellbelastungen nahmen die Steifigkeiten der Probekörper im Mittel um 5,5 % je 1.000 Lastwechsel ab. Folglich ist der Einfluss der oft wiederholten Schwellbelastung auf das Trag- und Verformungsverhalten der untersuchten Plattenelemente als sehr gering einzustufen. In den anschließend durchgeführten Traglastversuchen versagten sowohl die nur statisch, als auch die mit oft wiederholter Schwellbeanspruchung getesteten Holzverbund-Deckenelemente zuerst durch ein lokales Biegezugversagen einer variierenden Anzahl der Brettlamellen des Versuchskörpers. In den Traglastversuchen zeigte sich kein signifikanter Einfluss der zyklischen Belastungsgeschichte auf die erzielten Traglasten. Zwischen diesen und den in der Baupraxis rechnerisch anzusetzenden Gebrauchslasten bestand somit aufgrund der experimentell verifizierten kaum nachweisbaren Langzeitschädigung stets ein sehr hoher Sicherheitsabstand. Bei Annäherung an die Traglast ist das Trag- und Verformungsverhalten dieser Deckenelemente weiterhin charakterisiert durch ein sich ankündigendes, stark ausgeprägtes duktilen Versagen.

Zur Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens wurden der Anhydrit-Deckschicht sowohl Glasfasern in differenten Gewichtsanteilen als auch Holzfasern beigemischt. Während die Festigkeiten der reinen Estrichproben mit wachsendem Fasergehalt leicht anstiegen, zeigte die Auswertung der Biegeversuche keine Abhängigkeit der Steifigkeiten und Resttragfähigkeiten vom Fasergehalt. Die Modifikation des Estrichs kommt durch das Versagensmuster nicht zum tragen, hat jedoch technologische Einflüsse. Die Realisierung des flächigen Verbundes in Holz-Estrich-Verbundkonstruktionen verursacht herstellungsbedingt hygroskopische Interaktionen der Verbundmaterialien in der Kontaktzone, welche weiterführende Untersuchungen notwendig machen. Vor allem die Fasern nachwachsender Rohstoffe, insbesondere Holzfasern, könnten ihren positiven Einfluss hinsichtlich des Feuchteverhaltens während der Herstellung ausbauen. Hierzu sollte jedoch das kurzfristige Saug- und Quellverhalten der eingebetteten Fasern noch näher untersucht werden. Auch die im Kapitel 5.5.2 erläuterten Spannungsumlagerungen infolge des Feuchteeintrages während des Herstellvorganges könnten voraussichtlich damit positiv beeinflusst werden.

Mit Hilfe des im Zuge dieser Biegeversuche an den Deckenbauteilen erstmals parallel eingesetzten neuartigen photogrammetrischen Messsystems konnten die bisher ausschließlich mit konventioneller Messtechnik gewonnenen Versuchsergebnisse bestätigt werden. Darüber hinaus gelang es mittels einer auf einen Teilbereich des Probekörpers fokussierten photogrammetrischen Messung, grundsätzliche Erkenntnisse zum Entfestigungsverhalten des Flächenverbundes zu erhalten.

5. Anschluss- und Detailpunkte für hybride Massivholz-Verbundkonstruktionen

5.1 Montage und Anschlüsse der Wand-Elemente

Die Ausbildung der Stöße der hybriden Holzverbund-Wandelemente muss neben der Übertragung von vertikalen sowie horizontalen Lasten auch den für eine Montagebauweise wichtigen einfachen Toleranzausgleich auf der Baustelle ermöglichen. Daneben müssen baustellenseitig insbesondere die bauphysikalischen Anforderungen (Wärme-, Dampf-, Schall- und Brandschutz sowie Luft-, Löschwasser- und Rauchgasdichtigkeit) mit möglichst geringem Aufwand gewährleistet werden. Die Entwicklung einer optimalen konstruktiven Ausbildung der Stöße und Fugen stellt damit eine keineswegs einfach zu lösende Konstruktionsaufgabe dar, sondern erfordert umfangreiche baupraktische Erfahrungen für die Bewertung sowie Wichtung verschiedener Lösungsvorschläge. Ohne die genaue Kenntnis der auf der Baustelle vorherrschenden Randbedingungen sowie der wirtschaftlich zur Verfügung stehenden Möglichkeiten ist eine zutreffende Entscheidung hinsichtlich der in der Baupraxis stets für einzelne Anforderungen notwendigen Kompromisse nicht möglich.

Zur Ausnutzung der Tragfähigkeit des Holzes längs zur Faser werden die Wandelemente in Richtung der hauptsächlich aufzunehmenden Vertikallasten mit ihrer Längsachse ausgerichteten Brettlamellen gefertigt. Daher muss aus Gründen der Wirtschaftlichkeit auch an den Stößen vorrangig diese hohe Tragfähigkeit für die Durchleitung der Vertikallasten weitestgehend erhalten bleiben. Diese Grundforderung motivierte somit ganz wesentlich den Verzicht auf eine direkte Auflagerung der Deckenelemente auf dem Wandkopf, respektive des Wandfußes auf dem dann als lastdurchleitende Zwischenschicht fungierenden Deckenelement und hat somit die weitere konstruktive Ausbildung des Wand-Decken-Knotens entscheidend geprägt. Bei den in Industriequalität (sägerau) gefertigten Brettstapelelementen dient die zur Rauminnenseite orientiert angeordnete mineralische Deckschicht zwar vorrangig den in Kapitel 6 erläuterten bauphysikalischen sowie auch technologischen Funktionen, beteiligt sich jedoch auch wesentlich an der Aufnahme der horizontalen Aussteifungslasten. Der direkte Verbund der mineralischen Deckschicht mit dem Holz bewirkt eine effektive Erhöhung der Scheibensteifigkeit der Wandelemente, so dass in den vertikalen Kontaktstößen am Wandkopf bzw. -fuß neben Vertikallasten auch gleichzeitig wirkende wechselnde Horizontallasten einschließlich der damit zusammenhängenden Biegebeanspruchungen zu übertragen sind. Die Weiterleitung der Horizontallasten sowie der damit auftretenden Scheibenbiegemoment erfolgt mittels an den Außenseiten der Brettstapelelemente teils im Zuge der Montage auf der Baustelle angebrachten BFU-Platten, welche auch zusätzlich eine Ringanker- bzw. Rähmfunktion übernehmen.

Nach der Fertigstellung des Rohbaues kann dann auf die Außenseite der die Gebäudehüllfläche bildenden Brettstapelelemente ein Wärmedämmverbundsystem (WDVS) aufgebracht werden. Dabei wird zunächst eine Windsperre (diffusionsoffene Schalungsbahn) aufgebracht und das WDVS aus umweltfreundlichen Holzfaserdämmplatten wie üblich mit Stufenfalz und unabhängig von den Montagestößen der Wandelemente verlegt. Ein Deckputz oder eine Holzschalung gewährleisten die Abdichtung gegen Niederschläge und andere Umwelteinflüsse. Das Wärmedämmsystem auf der Außenseite und die mineralische Deckschicht auf der Innenseite sichern den notwendigen Raumabschluss mit sehr guten Wärmedämm- und Speichereigenschaften und bieten eine montagefreundliche und baustellengeeignete Möglichkeit für die Sicherung der Winddichtigkeit. Die tragenden Bestandteile der Wand, die Brettstapelelemente, sind auf diese Weise weitestgehend von Umwelt- und Nutzungseinflüssen geschützt.

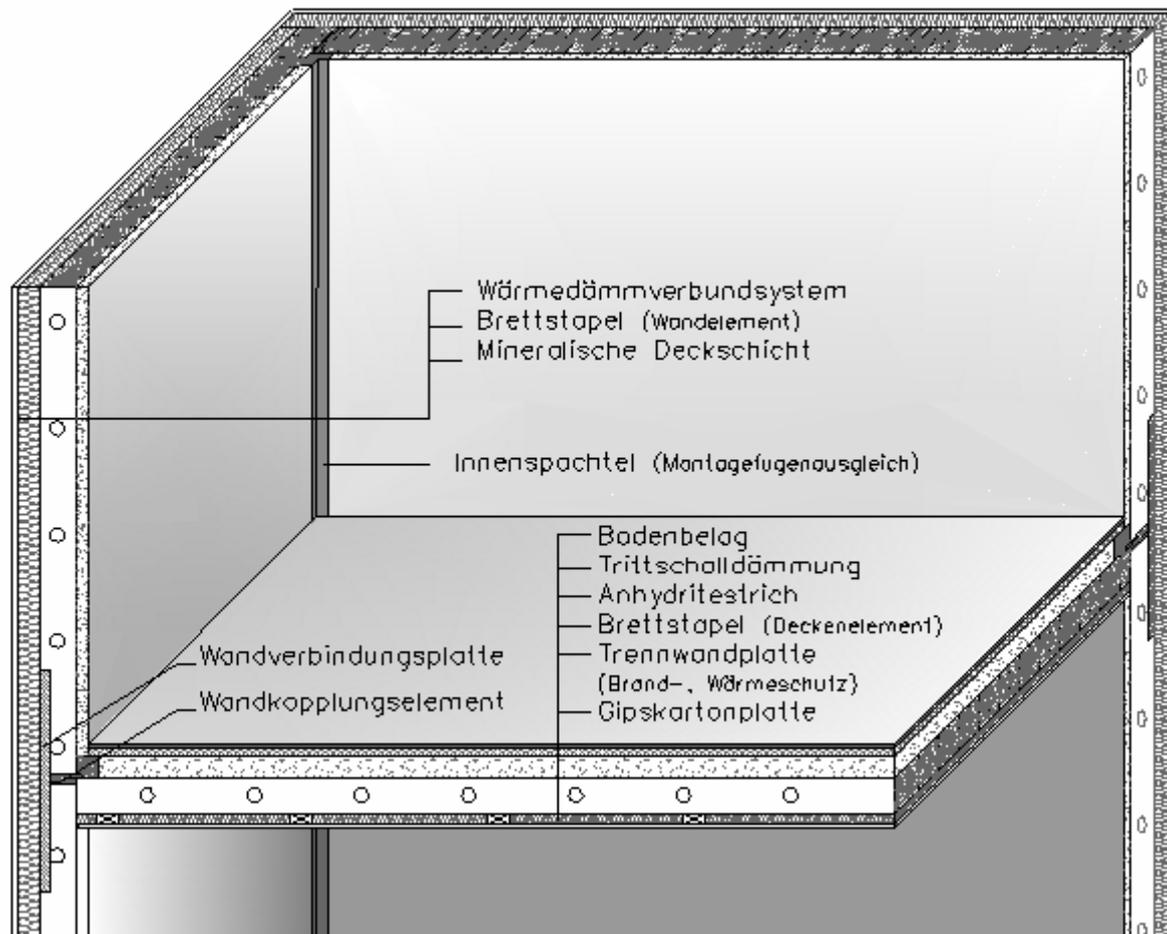


Abb. 105 Knotenpunkt Decke und Wanddecke

Je nach Vorfertigungsgrad ergeben sich zwei Möglichkeiten, die Elementstöße in der mineralischen Deckschicht auszuführen. Werden die Wände nach der Montage mit der Deckschicht versehen, so wird diese im Spritzverfahren fugenfrei auf die fertig montierten und befestigten Brettstapelemente aufgebracht. Bei Fertigteilen mit werkseitig aufgetragener Deckschicht können die Fugen nach der Montage problemlos mit einem Fugenspachtel verfüllt und somit abgedichtet werden. Hierdurch wird die Wind- und Rauchdichtigkeit sichergestellt. Im gleichen Verfahren können Reparaturen nach Elektromontage - falls keine integrierten Kabelkanäle vorgesehen oder individuellen Änderungen erfolgt sind - oder nach Transportschäden vorgenommen werden. Die Oberflächenqualität entspricht dabei den üblichen Standards für geputzte Wandflächen.

Die vertikalen Stöße der Wandsegmente innerhalb einer Etageebene erhalten einen wechselseitigen Stufenfalz. Zwei entsprechend vorgefertigte Holzbohlen, welche spiegelsymmetrisch ausgefräst sind, bilden das Verbindungselement. Die Gegenstücke werden an die äußeren Brettlamellen angeschraubt oder genagelt. Dies kann ohne großen Aufwand einerseits im Werk, andererseits auch auf der Baustelle erfolgen. Mit handelsüblichen Zimmereimaschinen können die Verbindungen angepasst oder für besondere Merkmale in der Werkstatt vorgerichtet werden, so dass hier ein einfacher Ausgleich von Montagetoleranzen, Versätzen oder Wandknicken erfolgen kann. Falls erforderlich wird das Verbindungselement durch Hobeln oder Sägen verjüngt, keilförmig zugeschnitten oder durch weitere Bretter oder Bohlen aufgedoppelt. Diagonal zur Wandebene eingebrachte Vollgewindeschrauben realisieren dann den kraftschlüssigen

Verbund. Die entstehenden bzw. zur Erleichterung der Montage vorher ausgesparten freien Bereiche der mineralischen Deckschicht auf der Wandinnenseite werden nach der erfolgten Montage einfach verspachtelt, verspritzt oder ausgegossen, wodurch neben der Dichtigkeit auch die Oberflächenqualität gesichert ist. Die äußere Dämmung und Oberflächenveredlung erfolgt unabhängig von den Stößen und überdeckt diese vollständig.

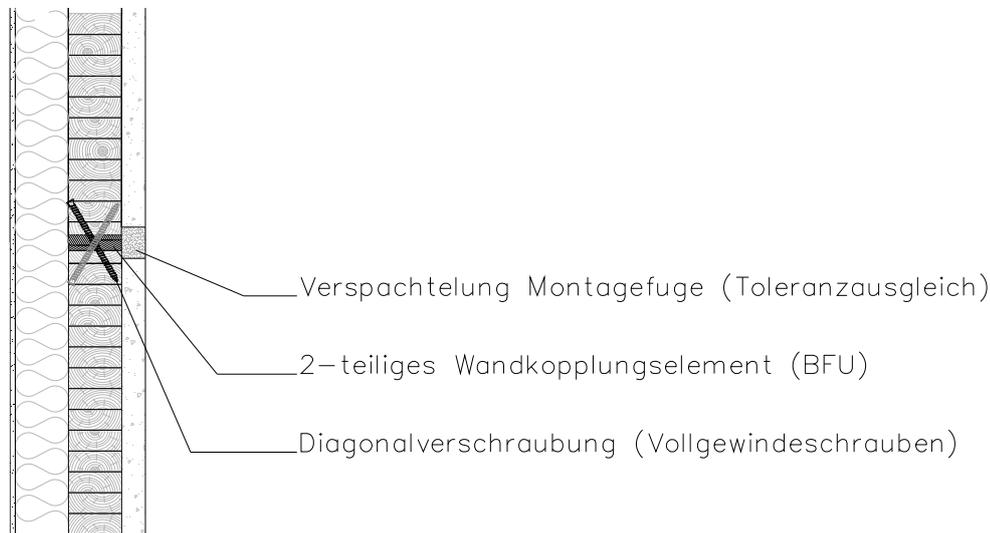


Abb. 106 Detail vertikaler Wandstoß (Horizontalschnitt)

Die Eckausbildungen der Außenwände erfolgen wie der Anschluss von tragenden Innenwänden auf ähnliche Weise. Für das Einstellen einer Innenwand bleibt dafür eine entsprechend breite Fuge in der mineralischen Deckschicht ausgespart. Die Holzelemente der Innenwand werden mit Hilfe eines Nut-Feder-Systems an der Außenwand eingepasst und verbunden, wobei die letzte Lamelle der Innenwand direkt an das Brettstapelelement der Außenwand ansteht. Eine lose Feder aus BFU wird von oben in einen zuvor ausgefrästen Schlitz zu gleichen Teilen im Wandstoß geschoben. Hierdurch richtet sich die Innenwand nach den Vorgaben senkrecht aus und die Fuge ist auch bei geringen Toleranzen dicht. Anschließend erfolgt die Verschraubung der Elemente durch diagonal von außen eingebrachte lange Vollgewinde-Holzschrauben. Zum Vervollständigen der Innenschicht verspachtelt man die Fugenbereiche.

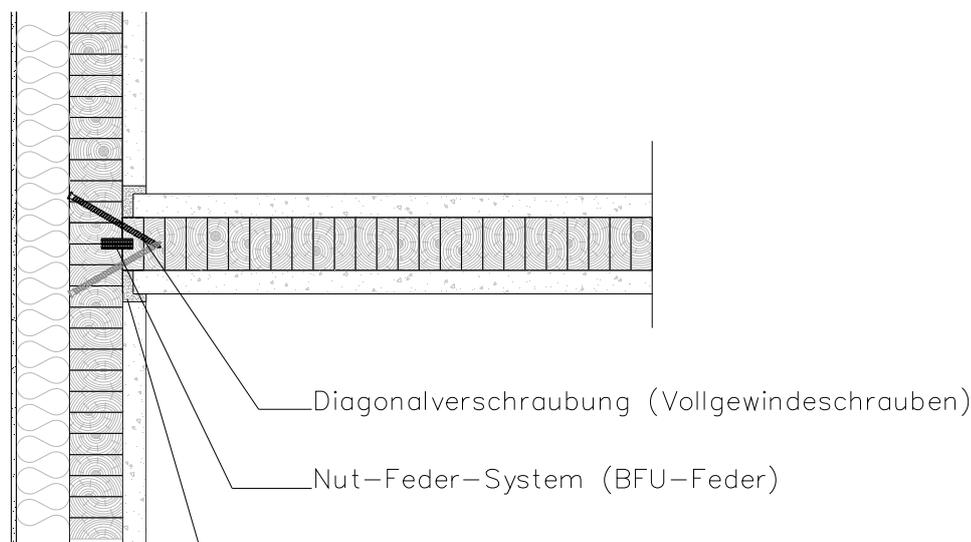


Abb. 107 Knotenpunkt Außenwand und Wohnungstrennwand mit Tragfunktion (Horizontalschnitt)

Einer größeren Aufmerksamkeit bedarf die horizontale Fuge zwischen den Etagen. Im mehrgeschossigen Hausbau führen die Vertikalkräfte zu Druckspannungen am Wandfuß, welche die Druckfestigkeit des Nadelholzes quer zur Faser überschreiten. Liegende Bauteile wie Rähme oder Schwellen, welche im Rahmenbau üblich sind, können hier nicht eingesetzt werden oder begrenzen die Geschoszahl. Daher werden die Wände in Faserlängsrichtung „direkt“ gestoßen. Als Montagehilfe, zum Ausgleich und als Lastverteilung wird dennoch ein querlaufendes Holzbauteil mit Stufenfalz eingesetzt, welches jedoch aus druckfesterem Baufurnier aus Buche oder anderen Holzwerkstoffen herzustellen ist.

Auf den jeweiligen Wandkopf wird eine drei Zentimeter starke Rähmleiste aufgebracht, welche auf der Wandaußenseite auf zwei Zentimeter verjüngt ist. Der Höhensprung erhält eine Schräge mit einer Neigung von 45° , so dass bei der Montage eine einfache Ausrichtung der Wände übereinander erfolgt. Die Schwelle als Gegenstück am nächsten Wandfuß besteht aus dem gleichen Material, ebenfalls mit einer Stärke von drei bzw. zwei Zentimeter mit geneigtem Übergang. Diese steht auf der Wandinnenseite zwei Zentimeter über, um die Fuge zwischen Decke und Wand zu überdecken. Durch Hartholzkeile, welche in die Fuge zwischen den Wandkopplungselementen eingetrieben und außen bündig abgesägt werden, kann eine Ausrichtung der Wand in ihrer Längsachse erfolgen. Durch das Aufbringen der äußeren Wandkopplungsplatte und der inneren Abdichtung im Bereich der Decken ist die entstehende Toleranzfuge abgedichtet und durch die Verkeilung auch tragfähig. Nach Abschluss der Montage wird diese Fuge von innen durch Verfülllöcher in einem Abstand von beispielsweise einem Meter mit einem schwindarmen Gießharzmörtel (z.B. Epoxidharz mit Füllsand) vergossen. Hierdurch kommt es zu einer zusätzlichen Verklebung aller angrenzenden Bauteile und somit zu einer Versteifung des Knotenpunktes.

Zur Befestigung der Decke dienen auf der Innenseite an den Wandkopf angeschlossene Stahlformteile oder Schrauben (vgl. nächster Abschnitt). Im Bereich der Fuge gewährleistet ein Kompriband auf der Deckenoberseite mit dem Überstand der Schwelle der nächsten Wand die Rauch- und Winddichtigkeit zwischen den Etagen. Da aus Transport- und Montagegründen die mineralische Deckschicht nicht bis an die Enden der Brettstapelelemente der Decken und Wände geführt werden kann, verbleibt ein freier Bereich in den unteren und oberen Raumecken. Die Rücksprünge der Deckschicht am Wandkopf werden so gewählt, dass nach Montage der Elemente eine Deckenverkleidung mit Mineralwoll- und Gipskartonplatten auf der Deckschicht aufliegt und mit einem Fugenband einen dichten Abschluss ergibt. Die Verkleidung dient dem Brand-, Schall- und Wärmeschutz und ergibt eine funktionelle Oberfläche für Wohnräume mit der Möglichkeit der Aufnahme von Elektroinstallationen. Die Rücksprünge der Deckschicht am Wandfußbereich betragen sechs Zentimeter und entsprechen somit der Höhe der Deckschicht auf den Deckenelementen. Zur Erleichterung der Montage sowie zur Vermeidung von Beschädigungen aus Verkippen oder Anschlag der Kanten während des Bauablaufs werden auch die Deckenelemente mit verkürzter Deckschicht geliefert. Der verbleibende Hohlraum wird nach der Montage mit einem Anhydritspachtel oder einer gebundenen Perliteschüttung verfüllt, so dass hier bequem ein Toleranzausgleich erfolgen, zusätzliche Installationen aufgenommen und gleichzeitig eine vollständige Dämmung gewährleistet werden kann.

Für die kraftschlüssige Montage und eine gute Aussteifung erhalten die Brettstapelelemente im Wandkopf- und Fußbereich durchgehend 30 mm tiefe und 31,25 cm hohe Ausfräsungen. Eine Baufurnierplatte mit einer Dicke von 10 mm und einer Höhe von 31,25 cm wird mittels Schraub-Press-Verleimung mit Resorcinharz werksseitig in die Ausfräsung eingebaut. Diese Platte und der Anteil des Wandkopplungselementes steifen die Wand für den Transport- und Montagevorgang aus und verhindern eine Verformung längs zu den Bohlen, welche zu einer Schädigung der Deckschicht führen würde. Nach dem Einbau der Decke wird die Wand der nächsten Etage gesetzt und durch das Wandkopplungselement ausgerichtet. Höhen-

differenzen können durch das oben beschriebene Eintreiben von Hartholzkeilen und den abschließenden Verguss korrigiert werden. Für die kraftschlüssige Verbindung der Wandelemente übereinander und der dadurch erreichten Ausbildung einer Wandscheibe über die gesamte Gebäudehöhe, werden BFU (Fi) -Platten mit einer Dicke von 20 mm, einer Höhe von 62,5 cm und einer möglichst großen Länge -Holzwerkstoffplatten aus Fichtefurnier sind derzeit in Längen bis 18,00 m erhältlich - durch Schraubpressleimung auf die bereits am Element befestigten Trägerplatten geschraubt.

Die äußere Wandverbindungsplatte übergreift dabei zu gleichen Teilen die innere, 10 mm starke BFU-Platte und sorgt für eine gleichmäßige Kraftübertragung. Sollte in Längsrichtung ein Plattenstoß notwendig sein, so ist dieser mindestens um 1/3 der Elementlänge versetzt zu den Elementstößen anzuordnen, um eine maximale Gesamtaussteifung zu erhalten. Die großformatigen Bauteilversuche mit den integrierten BFU-Außenplatten erzielten gegenüber den rohen Brettstapelelementen deutlich höhere Steifigkeitswerte (vgl. Kapitel 3.5.3 Einfluss der Verstärkungsmaßnahmen und der Estrichdeckschicht).

Weitere Verstärkungsmaßnahmen zum Beispiel durch den Ersatz des Randdübels mit einer durchgängigen Vollgewindeschraube oder einer vorgespannten Gewindestange sind denkbar. Variationen am Versuchsaufbau und Simulationen haben diesen Trend erkennen lassen.

5.2 Montage und Anschlüsse der Decken-Elemente

Um eine Unterbrechung der ausschließlich in Faserlängsrichtung belasteten Wandkonstruktion auszuschließen, werden die Deckenelemente an den Innenseiten der Wände angehängt. In die Deckenstirnflächen eingelassene Stahlsonderteile in Z-Form dienen als durchlaufende Auflager. Nach dem Aufstellen und der Befestigung der Wände einer Etage werden Deckenelemente mit Deckschicht aus Anhydritestrich per Kran eingehoben und die Z-Verbinder mit der freien Seite auf den Rähmteil des Wandkopplungselementes der darunter stehenden Wand abgelegt. Durch die innenseitigen Konsolen entstehen keine Zwangspunkte, welche bei der Montage hinderlich sein könnten. Die Z-Verbinder werden an Wand- und Deckenseite verschraubt. Die Verschraubung erfolgt jeweils diagonal zur Scheibenebene, so dass die Schubkräfte aus der Decke in die Wand und den Ringanker geleitet werden. Durch im Z-Verbinder vorbereitete Bohrungen wird je Element eine lange Vollgewindeschraube horizontal jeweils nach rechts bzw. links geneigt in den Deckenkopf geschraubt. Nach der Montage erfolgt die Verschraubung der Verbinder mit dem Wandkopf, wobei die Schrauben hier ebenfalls schräg zur Faserrichtung eingebracht werden. Andere Anschlussformen für spezielle Fälle können leicht gefunden werden, da durch die flächige Bauweise hier kaum Einschränkungen entstehen. Bei allen Anschlüssen sind jedoch die bauphysikalischen Funktionen und der Rauch- und Brandschutz sicherzustellen.

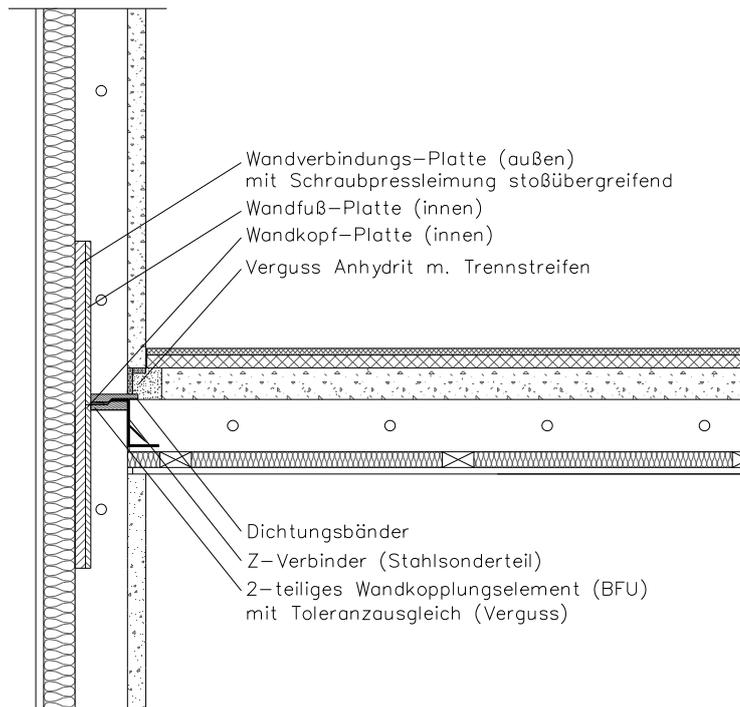


Abb. 108 Wand-Decken-Knoten komplett (Vertikalschnitt)

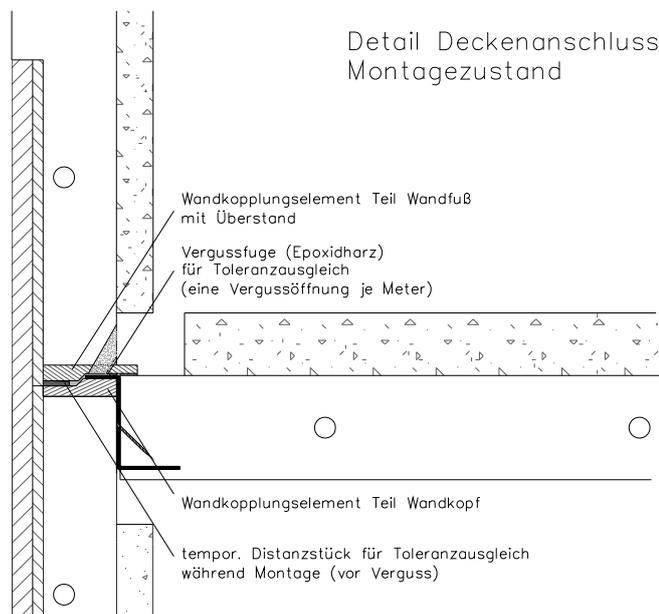


Abb. 109 Detail Deckenaufleger in Hauptspannrichtung am Wandstoß

Im Bereich von parallel zur Hauptspannrichtung der Decke verlaufenden Wänden werden die Deckenelemente aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit durch kurze Z-Verbinder im Abstand von rund einem Meter zusätzlich gestützt. In diesem Fall reichen 10 cm lange Abschnitte der Stahlteile, welche seitlich in die Randlamelle eingelassen und wie oben beschrieben auf dem Wandkopf abgelegt werden. Hierdurch wird die Durchbiegung der Decke im Wandbereich komplett verhindert. Diese Maßnahme dient zur Sicherung der Dichtheit aller Anschlussfugen sowie einer verbesserten Optik. Die Querverteilung der Kräfte durch die Hartholzdübel ergibt eine Vergleichmäßigung der Verformung. Die Schubkraftübertragung erfolgt hier ähnlich zu den Deckenköpfen mittels Diagonalverschraubung. In den

„Seitenwänden“ kann jedoch vereinfacht von außen durch die Wand hindurch schräg in die Decken geschraubt werden. Bei Grundrissgeometrien, welche sich dem Quadrat annähern, wird eine biaxial gespannte Decke sinnvoll. Um diesen Effekt zu erreichen, könnten hierzu die Hartholzdübel durch vorgespannte Gewindestäbe ersetzt werden. Zur gezielten Nutzung der zweiachsigen Lastverteilung besteht jedoch noch Forschungsbedarf, da insbesondere die favorisierte Ausführung der Brettstapelelemente als sogenanntes „Dübelholz“ bisher keine wissenschaftlichen Untersuchungen bekannt sind. Des Weiteren ergeben sich auch Einflüsse aus dem Relaxationsverhalten, dem Kriechen sowie Schwinden etc. auf die das Trag- und Verformungsverhalten genauer wissenschaftlich abzuklären ist.

Tendiert der zu überdeckende Grundriss zu einem Rechteck mit einem ungünstigen Kantenverhältnis und können günstig wirkende Schubwände nicht in ausreichend geringen Abständen eingebaut werden, so empfiehlt sich die Ausbildung eines horizontalen Ringbalkens in Deckenebene. Hierfür können gleich den Wandverbindungsplatten auch horizontal angeordnete BFU-Platten die Deckenscheibe wirkungsvoll versteifen. In diesen Fällen kann an das Deckenelement im Auflagerbereich eine zusätzliche BFU-Platte mit Schraubenpressung an die Unterseite der Brettstapelelemente geklebt werden.

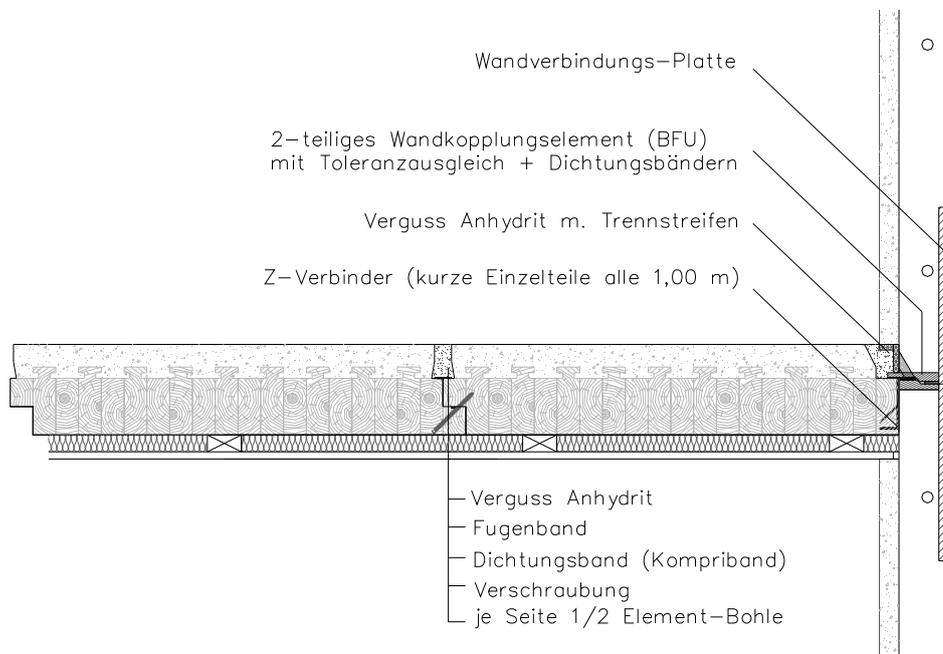


Abb. 110 Deckenelement Längsstoß und Anschluss an Streichwand

Nach der Deckenmontage werden die Wände der nächsten Geschossebene gestellt. Die Deckenunterseiten erhalten eine Verkleidung aus hierfür geeigneten Mineralwoll- und Gipsbauplatten, um den Anforderungen an den Brandschutz Rechnung zu tragen. Weitere Ausstattungen wie abgehängte Decken und Installationen, wie für Bürogebäude üblich, sind aufgrund der einfachen Befestigungsmöglichkeit an der hölzernen Deckenunterseite leicht und preiswert ausführbar. Nach dem Verfüllen der oberseitigen Wandanschlussfuge kann der Fußbodenaufbau nach Bauherrenwunsch mit Trittschalldämmung und Belagplatten mit Fliesen oder schwimmenden Dielen, Parkett oder Laminat erfolgen.

5.3 Dachanschluss

Für den Anschlusspunkt der Dachfläche an die Fassade existieren, wie in anderen Bauweisen auch, diverse Möglichkeiten. Wird zur Einhaltung konstruktiver Kriterien ein Sparrendach ausgeführt, so kann die letzte Deckenebene über die Wandköpfe hinausgeführt und eine Dachplatte – ebenfalls als Brettstapelelement mit „Aufsparrendämmung“ denkbar – auf das Deckenelement aufgestoßen und die Horizontalkräfte durch eine Schubknagge in die Decke eingeleitet werden. Die Belastung quer zur Faser in der obersten Deckenlage ist unproblematisch, da hier ausschließlich die Dachlasten eingeleitet werden und die Deckenplatte durch die große Breite nur geringe Druckspannungen erfährt.

Effektiver ist die Ausbildung eines Pfettendaches. Auch hier sind unterschiedliche Lösungen denkbar. Auf den Wandkopf mit eingehängter Deckenplatte wird eine Pfette aus Voll- oder Brettschichtholz aufgelegt und die Sparren oder eine Dachplatte mit Klaue aufgesetzt. Für die Ausbildung eines Kniestockes (siehe Abbildung) müssten die Wandelemente des letzten Vollgeschosses etwas modifiziert werden. Da Horizontalkräfte aus dem Dach auch bei Pfettendächern auftreten, wäre der Knotenpunkt, welcher bei den Geschossstößen eingesetzt wird, zu weich. Aus diesem Grund muss die letzte Wand um die Höhe des Drenpels und der Deckenhöhe, also ca. 50 bis 100 cm, länger hergestellt werden. Die Anhydritschicht wird im Bereich der Decke unterbrochen und Auflagertaschen, welche alle 15 Lamellen (60 cm) über eine Tiefe von 3 Lamellen eingestemmt werden, nehmen 10 cm kurze Z-Verbinder auf. In die Taschen kann zum Höhenausgleich ein Stück Hartholz (oder BFU) eingelegt und somit die Z-Verbinder ausgerichtet und mit einer Holzschraube fixiert werden.

In die Deckenköpfe werden ähnlich den anderen Deckenelementen dünne Blechwinkel eingelassen, um die Decken vor Verformungen während der Montage zu schützen. An den Stellen der geplanten Auflager auf den Z-Verbindern muss das Deckenelement unten bis auf die eingeschlitzten Winkel ausgeklinkt werden, so dass diese Winkel auf den Z-Verbindern zum Liegen kommen. Sollte dies aus brandschutztechnischen Gründen notwendig sein, so wird die Ausklinkung von unten wieder mit einem Brettstück zugesetzt.

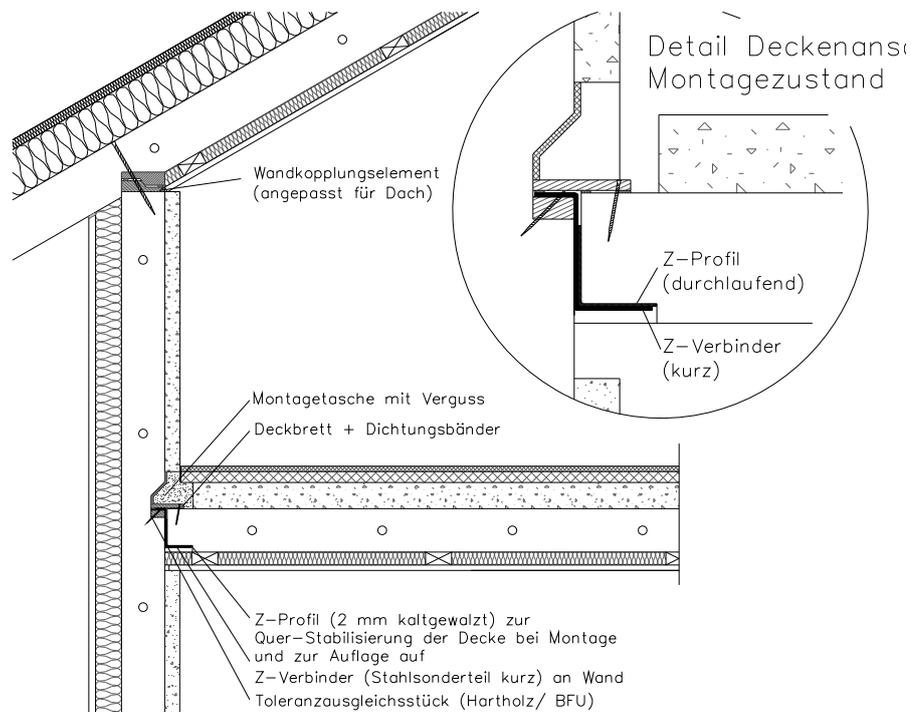


Abb. 111 Ausbildung Kniestock mit eingehängter Decke und Dachanschluss

Die Dachelemente können ebenfalls aus Brettstapelelementen gefertigt werden, wodurch eine Aussteifung erreicht und die freie Fenstereinteilung ermöglicht wird. Aufsparrendämmung aus Holzfaserdämmung, bei der die oberste Lage aus einer Unterdachplatte mit Imprägnierung besteht sowie eine innere Verkleidung aus Gipsbauplatten komplettieren das System.

5.4 Fundamentanschluss

Alle auf die Bauteile eines Gebäudes einwirkenden Lasten müssen sicher in den Baugrund abgeleitet werden können. Hierzu ist ein besonderes Augenmerk auf den Anschluss der Fassade an die Bodenplatte oder das massive Kellergeschoss zu richten. Die Wandelemente des Erdgeschosses werden in gleicher Weise wie alle anderen Geschosswände gefertigt. Auf der Bodenplatte oder Kellerdecke aus Stahlbeton wird ein Stahlwinkel aufgeschraubt, welcher auf der Außenseite als Lochblech (auch Windrispenbänder sind möglich) nach oben geführt wird. Der Wandfuß mit dem Schwellenteil des Wandverbindungselementes kann auf die Bodenplatte gesetzt, ausgerichtet und vergossen werden, wie dies in den Zwischenknoten auch der Fall ist. Der innere Teil der Wandverbindungsplatte, also die 10 mm dicke BFU-Tafel liegt an dem aufrecht stehenden Schenkel des Stahlwinkels an. Das 2,5 mm dicke Stahlblech besitzt eine 5-mm-Lochung, durch welche der Wandfuß mit Ankerägeln befestigt werden kann. Die angeleimte BFU-Platte stellt die gleichmäßige Verankerung an dem Wandelement sicher. Alle horizontalen Kräfte sowie die vertikalen Zugkräfte können somit in die Bodenplatte übertragen werden.

Im Sockelbereich wird auf der Außenseite eine 60 mm starke Perimeterdämmung angebracht, welche über den Wandfuß und die Bodenplatte hinweggeführt wird. Durch die „fehlende“ äußere Wandverbindungsplatte entsteht ein um 20 mm zurückspringender Sockelbereich bei gleichzeitig durchgängiger Dämmungsdicke. Der Fußboden des Erdgeschosses wird wie bei Massivbauwerken üblich auf die Bodenplatte oder Kellerdecke aufgebaut.

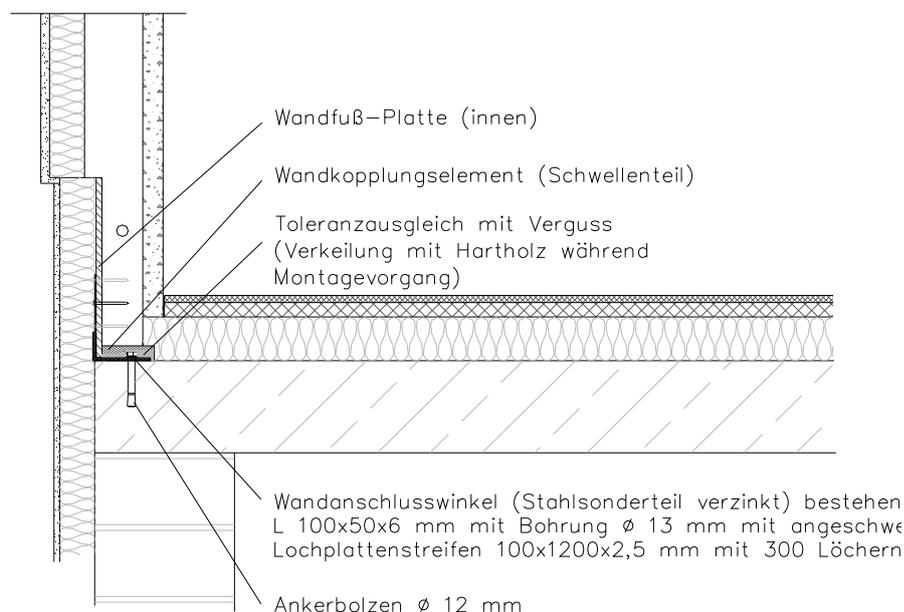


Abb. 112 Ausbildung des Wandanschlusses an die Bodenplatte

5.5 Zusammenfassung

Die Wirtschaftlichkeit einer für den Gesellschafts- bzw. Wohnungsbau oder mittlere Gewerbeobjekte geeigneten mehrgeschossigen Holzbauweise wird maßgeblich durch einen hohen Vorfertigungsgrad im Werk sowie eine schnelle Montage auf der Baustelle mit möglichst geringem Niederschlagswassereintrag geprägt. Die Hybridbauweise bestehend aus Brettstapelelement mit Anhydritdeckschicht eignet sich sehr gut für die Vorbereitung fertiger Wand- oder Deckenelemente mit jedem beliebigen Fertigungsgrad vom rohen Element bis zur malerfertigen Oberfläche inklusive integrierter Installationen. Die fertigen Segmente können auf der Baustelle quasi als „Stecksystem“ einfach montiert und fixiert werden. Die Herstellung der Anschlüsse untereinander erfolgt in üblichen Verfahren, welche sich bei der Montage zahlreicher anderer Fertigteilbauweisen bewährt haben. Kraftschlüssige Verbindungen können sehr einfach auch auf der Baustelle durch Verschrauben mit speziellen marktüblichen Holzschrauben realisiert werden. Transport- und Montagehilfen fungieren gleichzeitig als statische Elemente, so dass teure Abstützung entfallen. Die Anschlussfugen in der mineralischen Deckschicht erhalten eine Verspachtelung im gleichen Material, so dass die Dichtigkeit aller Anschlüsse bei gleichzeitigem Toleranzausgleich sicher gestellt ist. Im Bauprozess wird dabei kaum zusätzliche Feuchtigkeit eingebracht, so dass die Ausbaugewerke ohne Wartezeiten am Objekt weiterarbeiten können. Kurze Bauzeiten mit geringem Risiko von Ausfallzeiten aufgrund von Witterungseinflüssen stellen somit weitere wirtschaftliche Vorteile dieser Bauweise dar.

6. Wärme- und klimabedingter Feuchteschutz

6.1.1 Eigenschaften und Aufbau der Wandquerschnitte

Für eine erste Bewertung der bauphysikalischen Eigenschaften der entwickelten Hybrid-Holzverbundwände, wurden zunächst die rechnerisch bestimmten Wärmedämm- und Dampfdiffusionseigenschaften eines für die Bauart typischen Wandaufbaues mit ebenfalls typischen praxisüblichen Vertretern der Holzleicht- (Holzrahmenbau) sowie der Massivbauweise (Mauerwerksbauweise) untersucht.

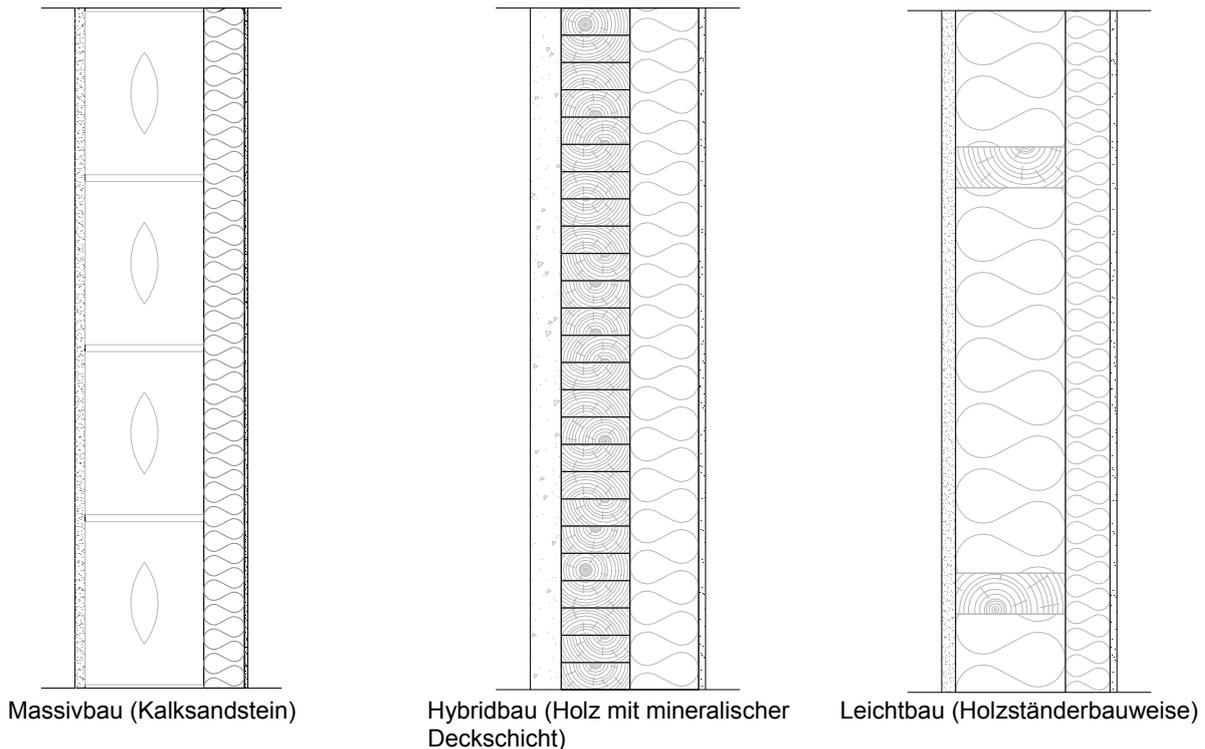


Abb. 113 Gegenüberstellung der für die bauphysikalische Bewertung herangezogenen Wandquerschnitte

Der Wandaufbau der Hybridwand besteht aus einem 100 mm dicken Brettstapelelement, welches auf der Innenseite mit einer 45 mm starken Anhydrit-Verbundestrichschicht versehen ist. Bei dieser Vergleichsbetrachtung wird weiter angenommen, dass auf der Außenseite eine 100 mm starke Dämmung aus Holzfaserdämmplatten der Wärmeleitgruppe 040 und ein mineralischer Deckputz von 10 mm aufgebracht werden. Die Gesamtwanddicke beträgt somit wie bei den oben dargestellten praxisüblichen Vergleichswandquerschnitten ca. 255 mm. Selbstverständlich könnten bei der Hybridwand auch andere Gesamtwanddicken, etwa durch die Vergrößerung der Dämmschichtdicke, ausgeführt werden, da diese Wanddicke jedoch für alle drei Ausführungsvarianten als Bezugsgröße dienen soll, wurde für den nachfolgenden Vergleich eine einheitliche Dicke gewählt.

Verglichen wird die Hybridwand mit der in der Baupraxis weit verbreiteten Massivbauweise aus 175 mm dicken Kalksandsteinen mit einem Wärmedämmverbundsystem aus 60 mm Mineralwolle WLG 040 und 5 mm Edelputz. Auf der Innenseite der Wand wird ein 15 mm dicker Gipsputz aufgebracht. Diese Bauweise hat typischerweise ein hohes Speicher- und Wasserabsorptionsvermögen, so dass sie für die hier durchgeführten Analysen durchaus geeignet erscheint. Hingegen sind die reinen Dämmwerte zu gering, um die erhöhten Anforderungen des Wärmeschutzes ausreichend zu erfüllen.

Ein sehr hoher Dämmgrad wird hingegen mit der ebenfalls häufig in der Praxis verwendeten Leichtbauweise erreicht. Der rechnerische Vergleichsquerschnitt besteht aus einer 160 mm dicken Holzrahmenbauweise mit Zellulose- oder Holzfaserdämmung der Wärmeleitgruppe 040. Der raumseitige Abschluss, welcher gleichzeitig die Aussteifung des Wandelementes sicherstellt, erfolgt durch eine 20 mm starke OSB-3-Platte mit verklebten Stößen, die damit auch die Funktion der Dampfbremse übernimmt. Außenseitig erhält die Wand eine 65 mm starke Holzfaserdämmplatte WLG 040 sowie einen 10 mm starken mineralischen Putz. Die Dämmwerte erfüllen die Forderungen für besonders energiesparende Bauweisen, hinsichtlich der Wärmespeicherung hat die Holzrahmenbauweise allerdings Defizite.

6.1.2 Bewertung des Wärmeschutzes

Mit Hilfe der Berechnung des Wärmedurchgangskoeffizienten U soll der Wärmeschutz des neu entwickelten Wandelementes beurteilt werden. Die aktuellste Fassung der Energieeinsparverordnung ENEC 2007 enthält eine Vielzahl von Anforderungen und Nachweisen für neu zu errichtende Gebäude. Da sich die Kennwerte wie beispielsweise Jahres-Primärenergiebedarf, Jahresheizwärmebedarf und Anlagenaufwandszahl usw. auf ein komplettes Bauwerk beziehen, wurden im vorliegenden Beitrag die Grenzwerte der ENEC 2007 für bestehende Gebäude und Anlagen zugrunde gelegt. Demnach sollte der Wärmedurchgangskoeffizient von Außenbauteilen bei erstmaligen Einbau, Ersatz oder Erneuerung von Bauteilen bei Gebäuden mit normalen Innentemperaturen einen Höchstwert von $0,45 \text{ W/m}^2\text{K}$ nicht überschreiten. Parallel dazu gibt die DIN 4108-2:2003 einen Mindestwert für den Wärmedurchlasswiderstand von $R = 1,20 \text{ m}^2\text{K/W}$ für Außenwände vor, welcher bei Annahme der üblichen Wärmeübergangswiderstände einem U -Wert von $0,73 \text{ W/m}^2\text{K}$ entspricht.

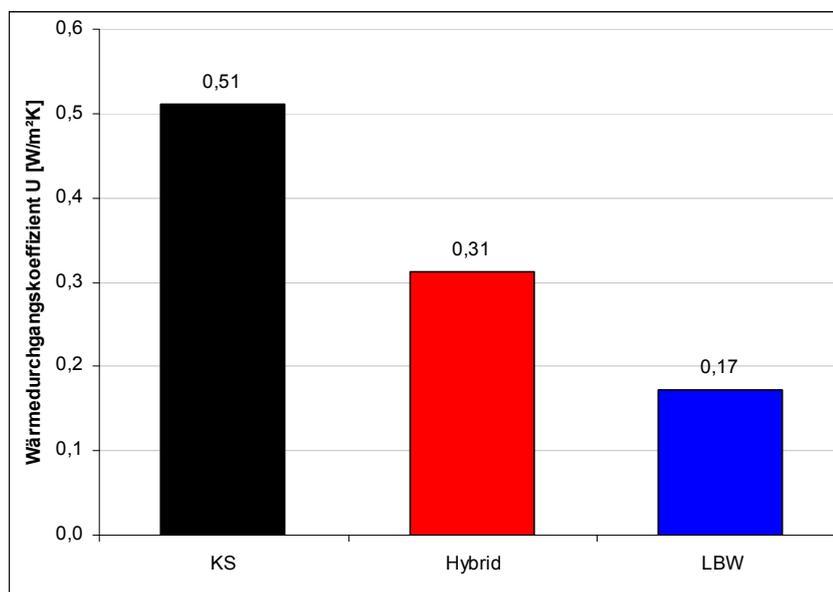


Abb. 114 Wärmedurchgangskoeffizienten U der untersuchten Wandquerschnitte

Die Auswertung der durchgeführten Berechnung zeigt, dass die Hybridwand gegenüber der Massivwand bei Zugrundelegung gleicher Wandstärken einen deutlich besseren Wärmeschutz aufweist und zugleich die Anforderungen der ENEC 2007 und 4108-2:2003 erfüllt. Den geringsten Wärmedurchgangskoeffizienten und somit größten Wärmeschutz erreicht die Holzständerbauweise. Eine detaillierte Berechnung der einzelnen U -Werte befindet sich im Anhang.

6.1.3 Bewertung der Tauwasseranfälligkeit

Das Glaser-Verfahren nach DIN 4108-3:2001 wird in der Baupraxis üblicherweise dazu verwendet zu prüfen, ob in einem Bauteil in einer stationären Situation oder infolge einer vorgegebenen periodisch wiederkehrenden jahreszeitlichen Klimasituation in Mitteleuropa und gleichzeitig auftretender Wasserdampfdiffusion in einem Außenbauteil Tauwasser anfallen kann. Das Glaser-Verfahren geht von vereinfachenden Klimaannahmen aus und unterscheidet zwischen Tau- und Verdunstungsperiode (Winter bzw. Sommer). In der 60 Tage andauernden Tauperiode ist das Außenklima durch eine Temperatur von $T_a = -10\text{ °C}$ und eine relative Luftfeuchte von 80 % charakterisiert, wodurch sich ein Dampfdruck von $p_a = 208\text{ Pa}$ an der Außenfläche der Wand einstellt. Das Innenklima wird mit einer Temperatur von $T_i = 20\text{ °C}$ und einer relativen Luftfeuchte von 50 % angenommen, so dass an der Wandinnenfläche ein Dampfdruck von $p_i = 1.170\text{ Pa}$ vorhanden ist. In den nachfolgend aufgeführten Diffusionsdiagrammen für die Tauperiode wird der Bauteilquerschnitt im Maßstab der diffusionsäquivalenten Luftschichtdicken dargestellt (Abszisse). Auf der Ordinate werden die rechnerischen Wasserdampfsättigungsdrücke p_s sowie die außen und innen vorhandenen Wasserdampfdrücke p_e und p_i angetragen. Die vorhandene Wasserdampfdruckverteilung über den Bauteilquerschnitt wird durch die kürzeste Verbindungslinie zwischen den Teildrücken p_e und p_i dargestellt, wobei die Bedingung $p \leq p_s$ eingehalten werden muss. Sofern der vorhandene Wasserdampfdruck stets kleiner ist als der rechnerische Wasserdampfsättigungsdruck p_s , kann keine Kondensation auftreten. Berührt hingegen die Drucklinie die Sättigungslinie in einem Punkt, ist mit einem Tauwasseranfall in der Ebene, welche durch den Berührungspunkt angegeben ist, zu rechnen.

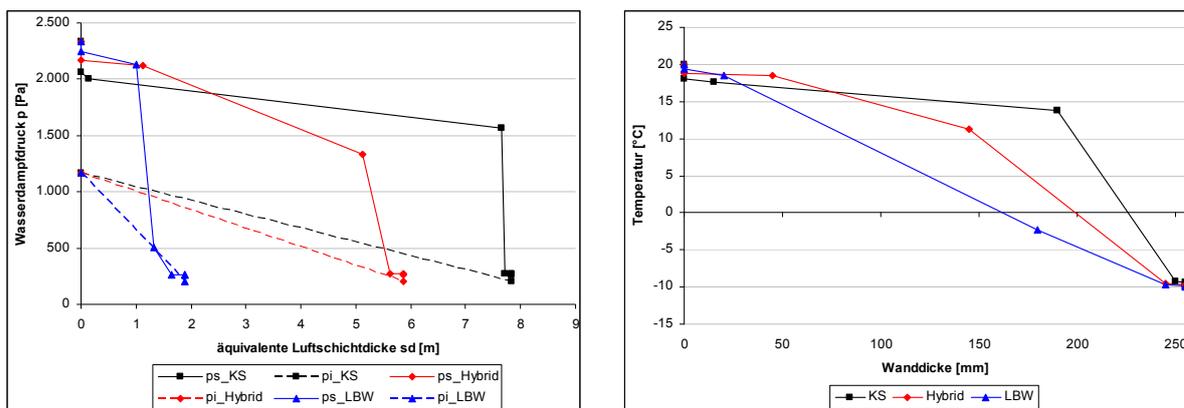


Abb. 115 Glaser-Diagramme und Temperaturverlauf über die Wanddicke für die berechneten Wandquerschnitte

Die Auswertung zeigt, dass die aus den Temperaturverläufen ermittelten Dampfdruckverhältnisse innerhalb der Hybrid- und Kalksandstein-Wandquerschnitte so gelagert sind, dass nicht mit einer Tauwasserbildung zu rechnen wäre. Im Falle der Leichtbauwand erscheint bei dem betrachteten Vergleichswandquerschnitt ein Tauwasserausfall möglich, der allerdings mit Hilfe einer dichteren Dampfbremse innen oder einem diffusionsoffeneren Außenputz verhindert werden könnte. Wie schon bei der Bewertung des Wärmeschutzes liegt das neu entwickelte Hybridwandelement zwischen den anerkannten Massiv- bzw. Leichtbauweisen. Die Massivbauweise zeichnet sich einerseits durch ein hohes Speichervermögen von Wärme und Feuchte aus, andererseits sind die Dämmwerte im Vergleich zu der Holzständerbauweise eher als nachteilig einzustufen. Genau entgegengesetzt verhält es sich bei der Leichtbauweise, wo einer sehr guten Dämmwirkung einer kaum vorhandenen Wärme- bzw. Feuchtspeicherung gegenübersteht. Der Aufbau der Hybridwand stellt somit eine bauphysikalische Synthese aus guten Wärmedämmeigenschaften und gleichzeitiger Sicherheit gegenüber Tauwasserausfall dar.

6.2 Wärme- und Feuchtepufferung

6.2.1 Problemstellung

Für den winterlichen Wärmeschutz werden, wie in den vorhergehenden Kapiteln gezeigt, vorwiegend Dämmstoffe mit geringer Dichte und sehr hohem Wärmedurchlasswiderstand eingesetzt, um die erwünschten Dämmeigenschaften zu erzielen. Neben einem hohen Dämmwert wirkt sich eine gleichzeitig vorhandene hohe Pufferungskapazität positiv auf das Innenklima aus. Der direkte Energieeinspareffekt durch die Wärmepufferung im winterlichen Wärmeschutz ist zwar nicht signifikant, wird aber bei FEIST (1998) noch mit ca. 3 bis 4 % angegeben. Dies resultiert möglicherweise daraus, dass geringere tageszeitliche Temperaturschwankungen geringer wahrgenommen werden und somit die Lüftungsverluste reduzierbar sind. Weiterhin ist bei entsprechenden Fensterflächen ein gewisser solarer Gewinn auch im Winter nutzbar. Es gibt bei Gebäuden mit guter Pufferung zusätzlich einen gewissen jahreszeitlichen Speichereffekt: Das Haus kommt mit Temperaturen von 22 bis 23 °C vom Herbst in den Winter, wodurch der Beginn des Heizbetriebes verzögert wird. Je mehr Wärmekapazität im Inneren verfügbar ist, desto ausgeprägter ist dieser Effekt.

Beim sommerlichen Wärmeschutz soll demgegenüber eine Phasen-Verschiebung des Wärmedurchgangs von ca. 12 Stunden angestrebt werden. Temperaturschwankungen, beispielsweise durch die Aufheizung der äußeren Wandoberfläche infolge Sonneneinstrahlung, werden um 12 Stunden versetzt an der Innenwandoberfläche messbar. Hierdurch wird es möglich, den Temperaturanstieg durch Lüften während kühlerer Tageszeiten auszugleichen. Folglich hat neben hohen Dämmwerten auch die Wärmepufferung einen positiven Einfluss auf das Gesamtklima und damit auf die Gesamtenergiebilanz des Bauwerkes.

Im Wesentlichen besteht die Nutzung der Wärmepufferung für den sommerlichen Wärmeschutz darin, die Aufheizung aus dem täglichen solaren Temperatureinfluss während der nächtlichen Stunden mit kühleren Außentemperaturen abzubauen. Gerade in den gemäßigten Klimazonen kann hierdurch auf eine künstliche Raumklimatisierung verzichtet werden. In Büro- oder gewerblich genutzten Gebäuden sind somit große Einsparungen bei der normalerweise für die aktive Klimatisierung benötigten Energie möglich.

Bei der Wärmespeicher oder -pufferung wird zwischen „sensibler“ und „latenter“ Wärmespeicherung unterschieden. Bei den üblichen anorganischen Baustoffen kann man davon ausgehen, dass eine lineare sensible Wärmespeicherung im Nutzungstemperaturbereich vorliegt. Das bedeutet, dass die messbaren Temperaturen proportional zur gespeicherten Wärmeenergie im Baustoff ansteigen. Die Bezeichnung „sensibel“ weist dabei auf das spürbare Temperaturverhalten hin. Demgegenüber wird bei latenten Wärmespeichern für den Phasenübergang eines Materials vom zum Beispiel festen zum flüssigen Aggregatzustand Energie benötigt. Bei der entsprechend rückläufigen Reaktion wird die Energie wieder freigesetzt. Die Energie wirkt sich somit nicht messbar auf die Materialtemperatur aus. Spezielle Baustoffe mit Schmelztemperaturen zwischen 20 und 25 °C könnten theoretisch für die Wärmepufferung in Aufenthaltsräumen genutzt werden. Spezielle „Phasenübergangsmaterialien“ (Phase Change Materials = PCM) dienen in vielen technischen Bereichen schon länger zur Speicherung von Wärmeenergie und kommen im Bauwesen zunehmend für eine Phasenverschiebung im sommerlichen Wärmeschutz zum Einsatz. Diese Materialien eignen sich besonders bei Gebäuden mit geringer eigener Speichermasse für die Pufferung.

Beide Formen der Wärmepufferung dienen zur Absenkung des Bedarfes an aktiven Kühlsystemen und damit zur Energieeinsparung im Gebrauchszyklus eines Gebäudes, da die natürliche Temperaturdifferenz zwischen den Tageszeiten für die Klimatisierung genutzt werden kann. Der Einsatz dieser Baustoffe, sowohl die neu entwickelten PCM, als auch die im vorliegenden Fall eingesetzten natürlichen Baumaterialien wie Anhydrit und Holz, ist demnach ein wichtiger Schritt für den Klimaschutz. Die Entwicklung der PCM steckt momentan noch in den Kinderschuhen und kann in der Praxis noch nicht effektiv genug genutzt werden. Zudem werden für die Produktion größere Mengen an Energie und Rohstoffen benötigt, welche die Gesamtumweltbilanz negativ beeinflussen. Aus diesen Gründen werden diese Materialien hier nicht näher betrachtet, sondern weiterhin der Einsatz nachwachsender Rohstoffe favorisiert.

Aus dem Wärmespeichervermögen der Baustoffe resultiert eine sich auf Raumlufttemperaturschwankungen günstig auswirkende Amplitudendämpfung. Der wirksame Speicherbereich für das jeweilige Bauteil hängt dabei von der Wärmeeindringtiefe in den Baustoff ab. Das bedeutet, je schneller und tiefer die Temperaturschwankungen in das Bauteil übertragen werden, desto größer ist der effektive Wärmespeicher.

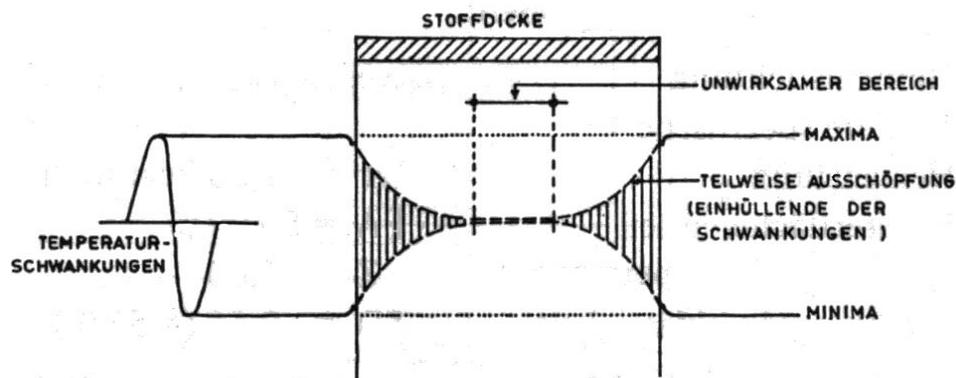


Abb. 116 Schema des Temperaturschwankungsverlaufes und wirksamer Pufferbereich bei einem plattenförmigen Körper unter Wechselbelastung nach HAFFERLAND ET AL. (1975A)

Allgemein bekannt ist, dass das Temperaturempfinden des Menschen im Wesentlichen von der umgebenden Lufttemperatur und der thermischen Strahlung der umgebenden Bauteile beeinflusst wird. Für die Berührungstemperaturen, in diesem Fall die Raumlufttemperaturen, gilt die Abhängigkeit der Mischungstemperaturen von den jeweiligen Einzeltemperaturen und den spezifischen Wärmeeindringzahlen des Stoffes. Um die Behaglichkeit der Raumtemperatur aufrecht zu erhalten, ist es also sinnvoll, eine Oberfläche aus einem Baustoff mit guter Wärmespeicherung herzustellen und Temperaturschwankungen der Raumluft weitestgehend zu minimieren. Nach FISCHER et al. (2008) findet man für das Verhalten der Oberflächentemperaturen in Abhängigkeit der Wärmepufferung bei Raumlufttemperaturschwankungen folgendes Ausgleichsverhalten. Die relativ hohe Wandtemperatur der schweren Konstruktion führt dazu, dass die Gesamttemperatur als höher und gleichmäßiger und damit behaglicher empfunden wird.

Aus den gezeigten Zusammenhängen kann der allgemein bekannte Grundsatz bestätigt werden, die Wandaußenseite aufgrund der großen Temperaturschwankungen mit einem Dämmstoff mit hohem Wärmedurchgangswiderstand zu versehen und auf der Innenseite einen möglichst wirkungsvollen Wärmepuffer anzuordnen, um eine möglichst konstante Temperatur zu erreichen.

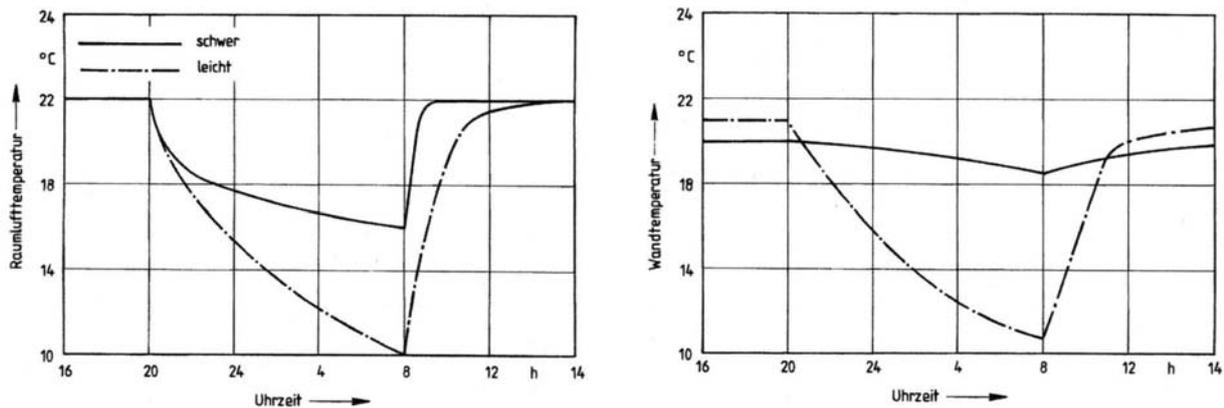


Abb. 117 Raumluft- und Wandtemperaturen in einem Raum schwerer und leichter Bauart während einer Tagesperiode bei 12-stündiger Nachtabsenkung der Heizung bei durchschnittlichen Außenbedingungen (Außenlufttemperatur -2 °C) nach FISCHER et al. (2008)

Ein weiterer essentieller Faktor für die Behaglichkeit im Raum sowie ein gesundes Wohnklima stellt die Luftfeuchtigkeit dar. Zahlreiche Untersuchungen vor allem von KÜNZEL et al. (2006) und SIMONSON et al. (2001) belegen, dass die optimale Luftfeuchtigkeit im Inneren eines Aufenthaltsraumes zwischen 30 und 60 % relativer Luftfeuchtigkeit liegen soll. Besonders bei höheren Temperaturen, also etwa ab 24 °C wird zunehmend eine steigende Luftfeuchtigkeit als sehr unangenehm empfunden. Mit einem Temperatur-Feuchte-Anstieg sinkt die körpereigene Fähigkeit der inneren Temperaturregelung durch Transpiration und somit das individuelle Behaglichkeitsgefühl.

Die Luftfeuchtigkeit ist abhängig von der Menge des Wasserdampfes, welche in Abhängigkeit von der Raumgröße produziert wird. Im Bereich der Aufenthaltsräume steht dabei zunächst der Mensch im Vordergrund, welcher abhängig von seiner Tätigkeit zwischen 40 und 300 ml Wasser pro Stunde abgibt. Die relative Luftfeuchtigkeit in Aufenthaltsräumen ist nicht ausschließlich auf das subjektive Wohlbefinden der Personen beschränkt, sondern ganz objektiv auch für das Raumklima entscheidend. Untersuchungen laut SIMONSON et al. (2001) belegen einen Zusammenhang zwischen der Behaglichkeit des Raumklimas, der Gesundheit der Bewohner oder Nutzer gewerblicher Aufenthaltsräume und deren Produktivität. Eine Luftfeuchtigkeit unter 30 % führt zu einem erhöhten Anteil an Atemwegserkrankungen, zu verstärktem Auftreten von Bakterien und Viren sowie einem deutlich erhöhten Ozonanteil in der Raumluft. Andererseits steigt bei einer Luftfeuchtigkeit über 60 % das Auftreten von Bakterien und Viren wieder an. Hinzu kommen ein verstärktes Pilzwachstum und eine Zunahme von Milben.

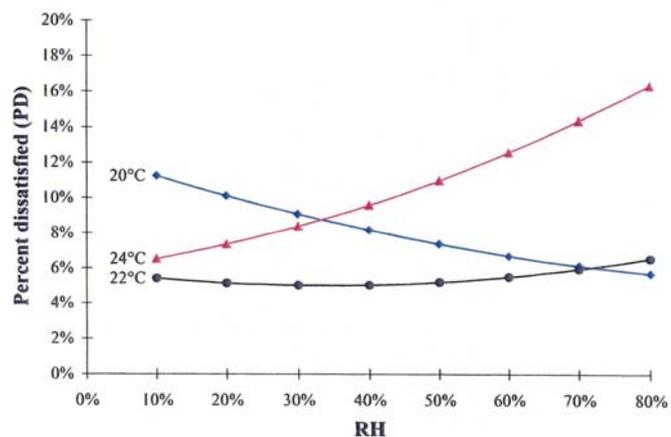


Abb. 118 Auswirkung der Temperatur und der Luftfeuchte auf den „Unbehaglichkeitsfaktor“ (PD) aus SIMONSON et al. (2001)

Während der Wärmeschutz von Gebäuden bautechnisch noch relativ leicht über die Auswahl der Dämmung geregelt wird, ist für die Regulierung der Feuchte ein wesentlich höherer Aufwand erforderlich. Durch die künstliche Absenkung oder Anhebung der Temperatur wird

immer die relative Luftfeuchte beeinflusst und muss durch Ent- oder Befeuchtung nachreguliert werden. Auch hier macht sich eine Pufferung der Feuchte über einen gewissen Nutzungszeitraum sehr positiv bemerkbar. Dies gilt einerseits für das Behaglichkeitsempfinden der Nutzer, aber auch direkt für die energetische Effizienz des Bauwerkes, da eine manuelle Fensterlüftung mit dem entsprechenden Temperatur- und Energieverlust minimiert werden kann.

Bisher kaum beachtet wird der Umstand, dass die Feuchtigkeit in der Luft ein wesentlicher Energieträger ist. Dies bedeutet, dass mit dem Anstieg des Wassergehaltes der Luft ebenso der Betrag der Enthalpie ansteigt. In hoch gedämmten Bauwerken ist der einzige Wärmespeicher beziehungsweise Energiespeicher die Luft, wobei die Luft selbst aufgrund ihrer geringen Wärmekapazität den geringeren Anteil der Pufferung darstellt, vielmehr wird die Speicherkapazität durch den Wassergehalt in der Luft beeinflusst. Wenn bei der Fensterlüftung die für den Nutzer als unangenehm empfundene feucht-warme Luft ausgetauscht wird, so wird gleichzeitig der gesamte Wärmespeicher abgebaut. Die Raumtemperatur wird als zu kühl empfunden, worauf die Heizung nach oben geregelt werden muss. Dies führt zu größeren Schwankungen der Raumlufttemperatur und somit zu einem größeren Unbehagen und natürlich zu einem höheren Energieaufwand. Ein Wärme-Feuchte-Puffer führt zu einem doppelten Einsparungseffekt, da einerseits seltener gelüftet werden muss und andererseits die Temperatur des Raumes konstant gehalten werden kann und somit weniger Energie für die Wärmebereitstellung notwendig ist.

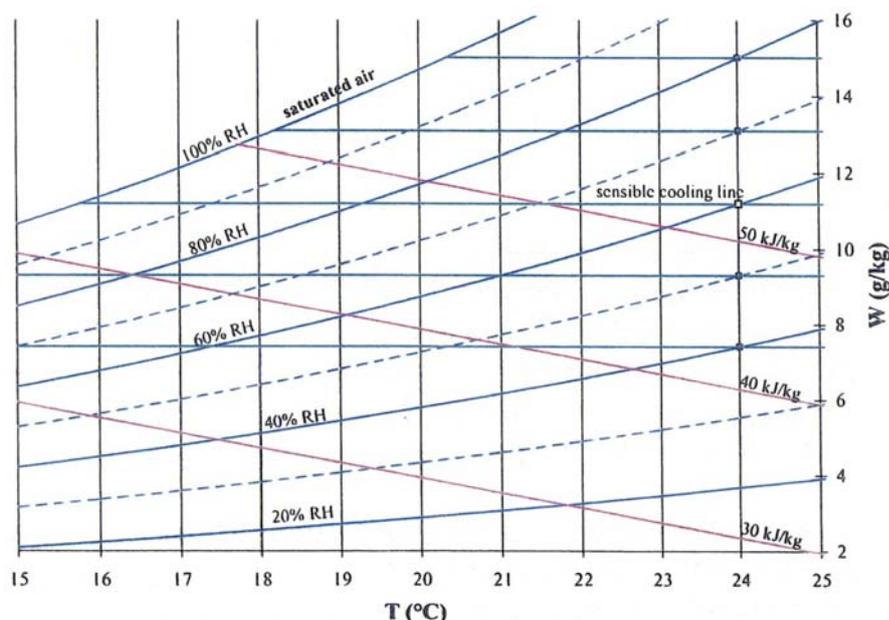


Abb. 119 Beziehung zwischen Lufttemperatur, Luftfeuchte und Enthalpie nach SIMONSON et al. (2001)

Zur Regulierung der Luftfeuchten steht, neben dem Luftaustausch, die Feuchtespeicherkapazität der Baustoffe der umgebenden Bauteile zur Verfügung. Für eine gute Kommunikation des Bauteiles mit dem Raumklima ist einerseits der Diffusionswiderstand des Baustoffes, also die Oberflächenbeschichtung bzw. die Gesamtdichtigkeit des Baustoffes selbst, aber auch die Speicherkapazität, also das spezifische Aufnahmevermögen, sowie die effektive Speicherdicke des Materials von entscheidender Bedeutung. Für deren Beurteilung ist die Betrachtung des Wassertransportes im Baustoff notwendig, wobei einerseits die Diffusion und andererseits der Kapillartransport relevant sind. Relative Luftfeuchten ab 50 % führen in den angrenzenden Baustoffen bereits zu Kapillarkondensation.

Der Feuchtetransport beschränkt sich dann nicht mehr ausschließlich auf die Diffusion, sondern es findet abhängig von den Grenzflächenspannungen und dem Kapillardruckgefälle auch zunehmend ein Wassertransport über die Kapillaren des Baustoffes statt. Die Wirksamkeit der Wasseraufnahme drückt sich durch den Wasseraufnahmekoeffizienten aus, welcher für die jeweiligen Baustoffe spezifisch bestimmt wird. Unbeschichtete, natürliche Baustoffe, im Speziellen Holz und Calciumsulfatprodukte wie Gips oder Anhydrit haben einen sehr hohen Wasseraufnahmekoeffizienten, welcher die auf die Zeiteinheit bezogene aufnehmbare Wassermenge je Baustoffmenge widerspiegelt. Hieraus ergeben sich die Pufferwirkung bei zeitlich versetzten Feuchteschwankungen sowie die effektive Speicherdicke des Werkstoffes, welche einen gemittelten Bereich, der bei Gips und anderen offenporigen hydraulisch gebundenen Baustoffen bei rund 10 mm liegt, umfasst. Der Ermittlung liegen Einwirkungszeiten erhöhter Feuchte von circa 30 bis 60 Minuten zu Grunde, welche sich zum Beispiel aus Koch- und Duschzyklen ergeben und somit typische Feuchtespitzen im Gebrauchszustand eines Gebäudes darstellen.

Neben der Betrachtung der Behaglichkeit für den Nutzer ist auch die Beachtung der Anforderungen für die Bauteile selbst ein wichtiger Gesichtspunkt bei der Gestaltung der Wandaufbauten. Hierbei stehen besonders der Feuchtetransport und die Feuchteempfindlichkeit der Materialien im Vordergrund. Dämmmaterialien sind in der Regel sehr empfindlich gegenüber Feuchteintrag und verlieren dabei sehr schnell ihre Dämmwirkung. Daher ist es notwendig, sie einerseits trocken zu halten und andererseits im Falle der Durchfeuchtung eine schnelle Austrocknung zu gewährleisten.

Durch den Einsatz dichter Baumaterialien ist zwar die Möglichkeit gegeben, den gesamten Wassereintrag vom Bauteil auszuschließen, jedoch hat das, wie oben bereits gezeigt wurde, negative Auswirkungen auf das Raumklima. Somit muss dafür Sorge getragen werden, dass das in der Wand befindliche Wasser wieder schadensfrei entweichen kann. Dabei müssen die Transportvorgänge in der Wand in beide Richtungen, das heißt nach innen und nach außen, möglich sein. Dies kann zum einen durch einen homogenen Wandaufbau ermöglicht werden oder durch den Einsatz von Materialien mit ähnlichen oder nach außen kleiner werdenden Diffusionswiderständen. Eine Lösung durch den Einsatz von sperrenden Schichten zwischen dem Puffer und der Dämmung ist insofern bedenklich, da die Wirkung ganz stark von deren Ausführungsqualitäten abhängig ist. Sobald hier geringste Abweichungen von einer hundertprozentigen Dichtigkeit bestehen, führt dies schnell zu großen Schäden am Bauwerk selbst. Die Funktionalität kann also nur mit Ja oder Nein eingestuft werden, es gibt keine Teillösungen. Wesentlich sinnvoller und unempfindlicher sind daher Wandaufbauten, bei denen die Feuchtigkeit in beide Richtungen, vor allem aber nach außen, abgeleitet werden können.

Basierend auf den geschilderten Grundlagen und Problemstellungen wurde ein Wand- bzw. Deckenelement bestehend aus Brettstapel-Element mit hydraulischer Deckschicht entwickelt. Im Wesentlichen ist es für den mehrgeschossigen Wohnungs- und Gesellschaftsbau konzipiert. Aus den Beanspruchungen und den Anforderungen an das Raumklima resultiert der Anspruch nach raumabschließenden Bauteilen mit einerseits wärmedämmenden und andererseits wärme- und feuchtepuffernden Eigenschaften. Aus diesem Grund wurde ein mehrschichtiges, vollflächiges Bauteil mit von innen nach außen zunehmender Wärmedämmung bei gleichzeitig abnehmendem Diffusionswiderstand und großem Puffervermögen auf der Innenseite konzipiert. Als Vorbild dienten u. a. Passivhäuser, welche diese Strategie nutzen, um sowohl im Winter als auch im Sommer möglichst ohne fremde Energie ein behagliches Wohnklima zu schaffen.

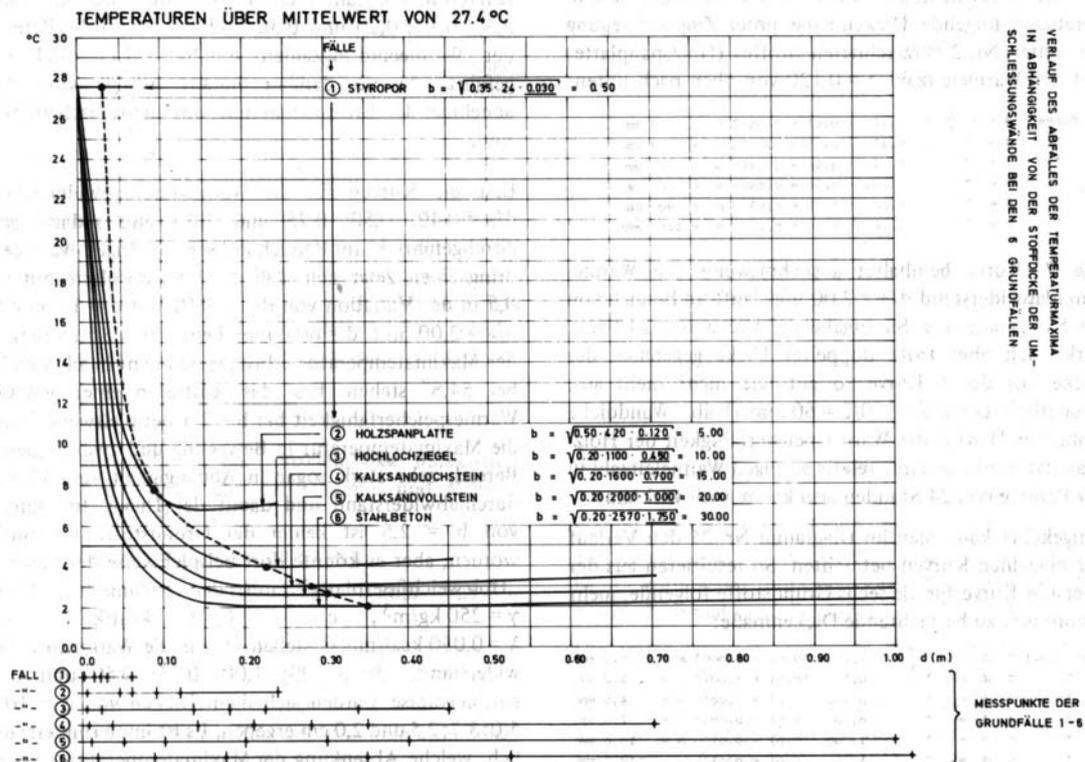


Abb. 120 Temperaturverlauf im Verhältnis zur Bauteildicke nach HAFERLAND et al. (1975a)

Das hier gezeigte Diagramm bildet das thermische Verhalten ausgewählter Baustoffe bei flächiger Verarbeitung ab. Ein ähnliches Verhalten findet sich auch für die Aufnahme und Abgabe von Feuchte aus der umgebenden Luft. Diese Abklingkurven der Klimaaktivität mit zunehmender Stoffdicke diente als Grundlage für die Entwicklung der Wandelemente, insbesondere der Schichtdicke des Anhydrits.

Die auf der Innenseite des Wandquerschnitts angeordnete mineralische Deckschicht übernimmt im Wesentlichen die bauphysikalische Aufgabe der Pufferung, wobei hier eine Dicke von etwa 35 bis 50 mm gewählt wurde. Diese Deckschichtdicke aus Anhydrit resultiert neben technologischen Gründen auch aus der effektiven Feuchtepufferdicke von über 10 mm bei Gipsbaustoffen sowie einer etwa 60 mm effektiven Wärmeeindringtiefe bei üblichen Temperaturschwankungszyklen. Ferner dient diese Schicht auch als „Nutzschicht“ mit der im Hochbau üblichen Qualität einer geputzten Fläche mit geriebenem, gefilztem oder geglättetem Finish. Zusätzlich bietet die Deckschicht die Möglichkeit einer Niedertemperatur-Strahlungsheizung, wobei Heizleitungen in die mineralische Schicht integriert werden, um die Wand zu temperieren und somit mit geringen Temperaturen eine angenehme subjektive „Wärmebilanz“ des Körpers zu erreichen.

Die 100 mm starke Tragschicht aus Vollholz, den Brettstapel-Elementen, besitzt einerseits wärmedämmende als auch wärme- und feuchtepuffernde Eigenschaften. Der Vorteil der Brettstapelelemente besteht darin, dass die Holzbohlen aktiv am Feuchteausgleich teilnehmen können. Der technologisch bedingte Abstand zwischen den Bohlen, welcher im Mittel unter einem Millimeter liegt, sowie die sägeraue Oberfläche nehmen sehr schnell die in die Wand diffundierende Feuchtigkeit auf. Die dabei unvermeidbaren Quell- und Schwindvorgängen sind im Normalfall geringer als die genannten Fügeabstände, so dass selbst bei sehr langen Wänden keine Zwängungen auftreten.

Grundlegend erfolgt die Bemessung der Brettstapel-Elemente aus statischer Hinsicht, jedoch werden die Massivholz-Elemente auch bei dem bauphysikalischen Nachweis als Dämmschicht angesetzt. Eine zusätzliche Dämmung, z. B. aus Holzfaser-Werkstoffen, kann bei entsprechenden Anforderungen an den Wärmedurchgangskoeffizienten an der Wandaußenseite angebracht werden. Bei einer Dämmstärke von circa 6 cm können die Anforderungen an den gesetzlichen Wärmeschutz i.d.R. problemlos erfüllt werden. Diese sogenannten Wärmedämmverbundsysteme sind als fertige bauaufsichtlich zugelassene Systeme mit Putzträger erhältlich und stellen gleichzeitig den äußeren Abschluss des Wandquerschnitts dar. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass durch die zusätzliche Schicht die Winddichtigkeit über Montagestöße und Toleranzen hinweg garantiert wird.

6.2.2 Instationäre Berechnung

6.2.2.1 Numerische Simulation mit Delphin

Die klassischen Berechnungen zum Mindestwärmeschutz bzw. zur Überprüfung des Tauwasseranfalls werden zumeist mit vereinfachten Verfahren behandelt, welche das Klima auf zeitunabhängige mittlere Temperaturen und Strahlungsverhältnisse sowie Bauwerke auf ebene und eindimensionale Bauteile idealisieren. Erfasst werden dabei lediglich zwei Temperatur-Feuchte-Szenarien stellvertretend für den winterlichen Tauwasseranfall und die sommerliche Verdunstungsperiode mit linearen Verläufen innerhalb der Bauteile. Daher erfassen solche Berechnungen keine speicherfähigen Massen und sind für instationäre Temperaturen ungeeignet.

Aus diesem Grund bietet die Simulation des Klimaverhaltens eines Bauteils mittels numerischer Modelle im Gegensatz zu den analytischen Lösungsverfahren die Möglichkeit, die Abhängigkeiten zwischen Feuchtegehalt und Wärmeleitfunktion eines Baustoffes zu berücksichtigen, wodurch eine wesentlich praxisgerechtere Abbildung der Problematik erreicht werden kann. Die Transportvorgänge erfolgen in der Praxis unter nichtisobaren-nichtisothermen Bedingungen, welche mithilfe numerischer Methoden simuliert werden können. Bei der im Projekt eingesetzten Software handelt es sich um das Simulationsprogramm Delphin, welches an der TU Dresden für die Berechnung von gekoppelten Wärme- und Feuchtetransportprozessen in kapillarporösen Medien entwickelt wurde.

Für die Berechnung müssen zunächst die Materialkennwerte, insbesondere die typischen Transportvorgänge für Feuchte, Luft und Wärme in das Modell implementiert werden. Dabei werden die hygrischen Transportkoeffizienten des Systems durch die Feuchteleitfähigkeit ausgedrückt. Diese werden in der Regel phasenetrennt in die Bewegung der Flüssigkeit, die Dampfdiffusion und die Dampfkonzentration eingeteilt. Das treibende Potenzial für die Dampfdiffusion ist abhängig vom Gradient des chemischen Potentials und damit von der Dampfkonzentration. Der Kapillardruckgradient spiegelt das treibende Potenzial für die kapillare Leitung wider.

In den vorliegenden Simulationen wurden die jeweiligen Modelle so aufgebaut, dass die Hauptpotenziale für alle Schichten gelten. Das Programm stellt dafür eine Materialbibliothek zur Verfügung und verlangt für die Konvergenz die Zuordnung aller zu einem Modell gehörenden Komponenten zu einem Transportmodell. Dies entspricht für die Hybridbauwand und die Vergleichsmodelle auch der praktischen Anwendung.

6.2.2.2 Berechnung

Für die Simulation wurden analog der klassischen Berechnung von Mindestwärmeschutz sowie klimabedingten Feuchteschutz drei Vergleichsmodelle erstellt. Hierbei handelt es sich um 1,00 x 1,00 m große Wandausschnitte in Massiv-, Hybrid und Leichtbauweise, welche mit typischen Klimadaten beaufschlagt werden. Die Wandaufbauten entsprechen den bereits in Kapitel 6.2.1 beschriebenen Vergleichswänden.

Für das Innenklima wurde eine Temperatur-Feuchte-Schwankung als Sinusfunktion über den 24-Stunden-Tag angenommen. Meteorologische Messdaten mehrerer Jahre für das Referenzgebiet Mitteldeutschland bilden die Grundlage für das Außenklima mit seinen täglichen Schwankungen über ein 365-Tage-Jahr. Nähere Informationen über die Verläufe der Klimabelastungsfunktionen sind im Anhang enthalten. Im Simulationsmodell erhalten alle Komponenten der Massivbauwand die Transportkoeffizienten des Kapillardruckkoeffizienten. Bei den weitestgehend aus nachwachsenden Rohstoffen erstellten Hybrid- und Leichtbauwänden wird als treibendes Potenzial des Feuchtetransportes der Gradient der Dampfkonzentration angesehen.

6.2.2.3 Ergebnisse

Die Simulationsdauer beträgt 365 Tage und startet am 1. Januar eines Kalenderjahres. Aufgrund der äußeren klimatischen Randbedingungen ist die Außentemperatur am 34. Tag der Simulation am niedrigsten. Nachfolgende Abbildung beinhaltet eine Gegenüberstellung der Temperaturverläufe über die Wanddicke für die einzelnen Wandquerschnitte. Die Ermittlung der Temperaturen erfolgte einerseits anhand der Vorgaben zum Mindestwärmeschutz nach DIN 4108 sowie andererseits mit Hilfe des Simulationsprogrammes Delphin am kältesten Tag des simulierten Kalenderjahres. Die Berechnungsergebnisse der klassischen Methoden können durch die Simulation bestätigt werden. Die Temperaturen an der inneren Wandoberfläche werden nach dem Verfahren nach DIN 4108 überschätzt. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die Temperaturunterschiede an der inneren Wandoberfläche sich bei den untersuchten Wandquerschnitten nicht sehr voneinander unterscheiden. Dennoch sind die erzielten Innenwandtemperaturen bei der hybriden Bauweise am höchsten. Generell ist der Temperaturverlauf im hybriden Wandelement im Vergleich zu den gebräuchlichen Wandaufbauten der Massiv- und Leichtbauweise durchaus konkurrenzfähig.

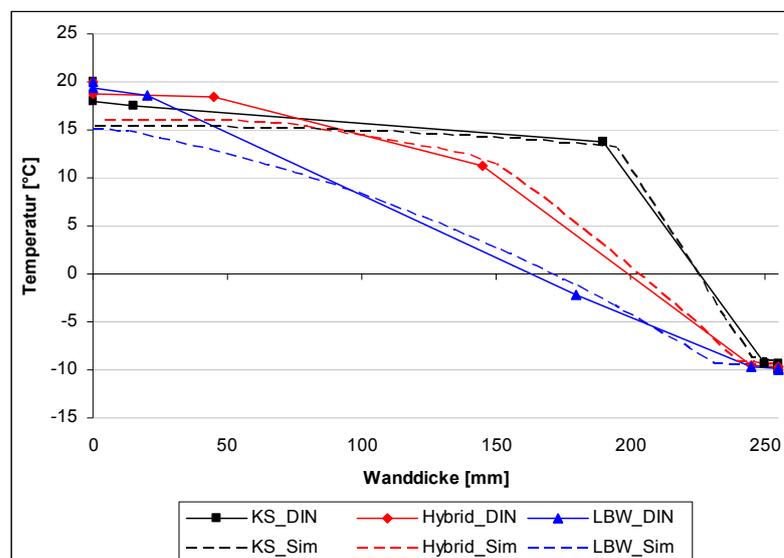


Abb. 121 Temperaturverlauf der untersuchten Wandquerschnitte

Im Gegensatz zu den Temperaturverläufen dokumentiert die Gegenüberstellung der klassischen Glaserdiagramme mit den Simulationskurven des Dampfdruckes eine deutlich größere Diskrepanz. Die Simulation zeigt anhand der Berechnung des hybriden Wandelements, dass der Abstand zwischen tatsächlichen Dampfdruck p und Sattdampfdruck p_s deutlich geringer ist als nach Glaser angenommen. Dies liegt an grundsätzlichen Mängeln in der rechnerischen Modellierung des Glaser-Verfahrens und begründet zudem die Notwendigkeit zusätzlich durchzuführenden Simulationen. Die numerische Nachrechnung belegt, dass das Glaser-Verfahren kritische Bereiche einer Konstruktion nicht sicher erfasst. Die Hybridwand bleibt jedoch auch laut der Simulation in neutralgischen Schichtübergängen tauwasserfrei und ist somit den Anforderungen gewachsen.

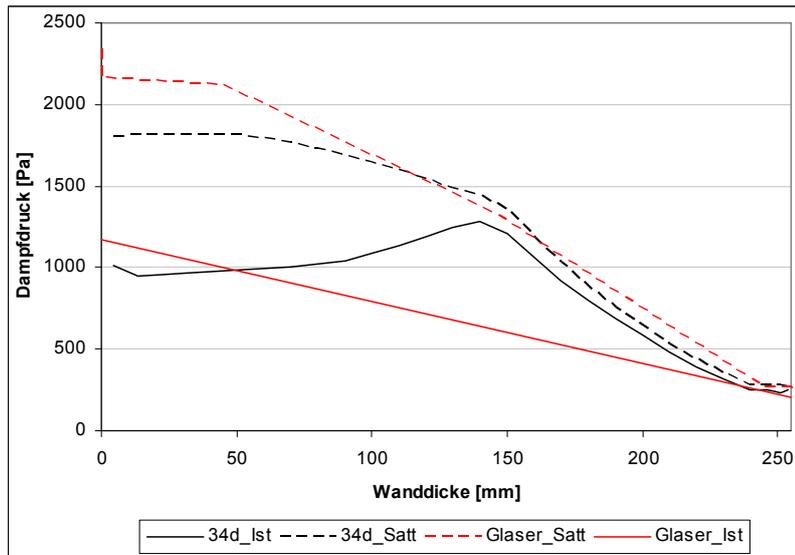


Abb. 122 Verlauf des Dampfdruckes über den hybriden Wandquerschnitt nach Glaser und Simulation

Mit Hilfe der Simulation kann in Abhängigkeit des Innen- und Außenklimas der tatsächliche Dampfdruck über den Wandquerschnitt ermittelt werden. Aus den vorhandenen Temperaturdaten kann für ausgewählte Zeitpunkte -hier der kälteste (34. Tag) und wärmste Tag (244. Tag) des simulierten Kalenderjahres- der zur Temperatur zugehörige Sattdampfdruck ermittelt werden. Für das unten dargestellte hybride Wandelement (linke Abbildung) kommt es weder im Winter noch im Sommer zu einem Tauwasserausfall, obwohl in der Tauperiode die Differenz zwischen tatsächlichen und Sattdampfdruck vor allem im äußeren Wandbereich gering ist.

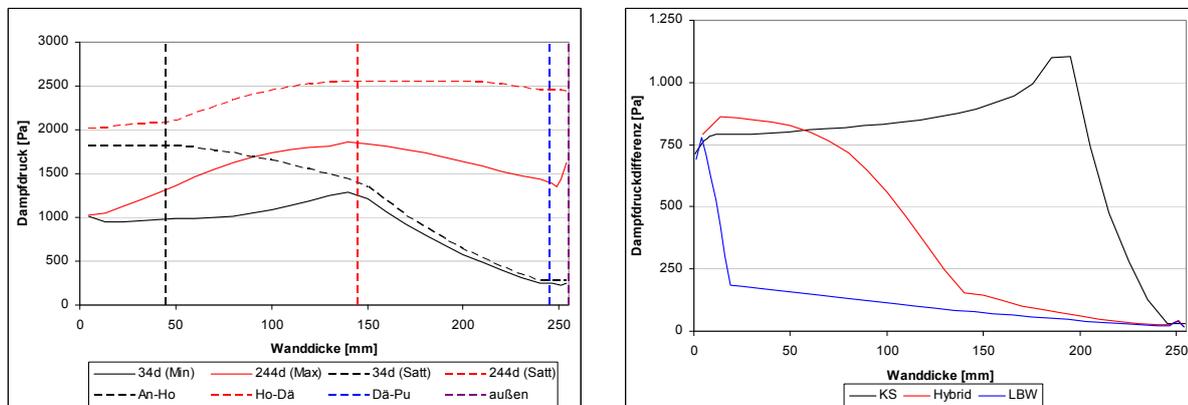


Abb. 123 Dampf- und Sattdampfdruck im hybriden Wandelement (links); Differenz zwischen Dampf- und Sattdampfdruck der Tauperiode für drei untersuchte Wandquerschnitte (rechts)

Die rechte Abbildung zeigt die Differenz zwischen Sättigungs- und tatsächlichem Dampfdruck für die untersuchten Wandquerschnitte in Massivbau-, Hybrid- und Leichtbauweise. Diese Dampfdruckdifferenz soll die vorhandene Sicherheit bis zu einem Tauwasserausfall dokumentieren und zur Bewertung der einzelnen Bauweisen dienen. Versteht man die Dampfdruckdifferenz als Maß für die mögliche verbleibende Feuchtespeicherung im Baustoff, so stellt der vorgestellte Wandquerschnitt in Massivbauweise das größtmögliche Puffervolumen zur Verfügung. Im Vergleich zur Massivbauweise weist das neu entwickelte hybride Wandelement vor allem in den Bereichen von Anhydrit und Holz ein ähnlich hohes Feuchtespeichervolumen auf. Der Vorteil besteht darin, dass die Speicherkapazität im aktiven inneren Bereich sogar höher ist. Im vorausgegangenen Kapitel wurde die Abklingkurve der Temperatur- und Feuchtepufferung im Wandverlauf betrachtet und gezeigt, dass nur die Randschichten bis maximal sechs Zentimeter aktiv am Ausgleich der gewünschten Klimagrößen teilnehmen. Aufgrund des großen Dämmstoffanteils innerhalb des Wandquerschnitts ist das Feuchtepuffervolumen der Holzständerbauweise im Vergleich zu Massiv- und Hybridbauweise als gering einzustufen.

6.3 Schallschutz

Bei Wohn- und Gewerbegebäuden sind im Wesentlichen der Schallschutz innerhalb des Gebäudes sowie der Schutz gegenüber äußeren Lärm zu betrachten. Die Übertragung der Schallwellen führt zur Unterscheidung nach Luft-, Tritt- oder Körperschall. Als grober Richtwert für die Beurteilung der Schalldämmung kann angenommen werden, dass für die Unterdrückung der Luftschallübertragung eine möglichst „dichte“ Konstruktion gewählt werden sollte, deren Raumabschluss aus schweren Baustoffen bestehen sollte. Um eine Weiterleitung des Körperschalls zu verhindern, müssen einander berührende Bauteile schalltechnisch entkoppelt werden, was beispielsweise durch eine elastische Lagerung erreicht werden kann.

Das neu entwickelte hybride Wandelement besitzt den Vorzug eines homogenen Aufbaus in Wandlängsrichtung, wodurch schallintensive Kontaktbereiche verhindert werden können. Aufgrund der Dicke, dem hohen Flächengewicht sowie dem Aufbau des Anhydrits besitzt die mineralische Deckschicht gute Dämpfungseigenschaften gegenüber dem Luftschall. Durch den flächigen Verbund zwischen der Deckschicht und dem Holz entsteht bei der Herstellung durch den direkten Auftrag des Anhydrits kein Hohlraum, wie dies beispielsweise bei Beplankungen aus Platten oder beim Ankleben von Gipskartonplatten auf flächige Untergründe auftreten kann. Dadurch wird ein „Verstärkungseffekt“ ähnlich eines Schallbodens bei Musikinstrumenten ausgeschlossen. Der Verbund der Schichten ist vielmehr durch eine Einbettung der Holzfasern in die mineralische Schicht gekennzeichnet, so dass hier in Verbindung mit dem Tragsystem aus Holz eine elastische Aufhängung entsteht. Da das Holz aufgrund seines inneren Aufbaus aus mikroskopischen Hohlkammern mit elastischen Wandungen als Feder wirkt und die Übertragung der Schwingungen somit dämpft. Für die Begrenzung der Körperschallübertragung sowie die Luft- und damit auch Luftschalldichtigkeit müssen die Konstruktionsdetails entsprechend sorgfältig ausgeführt werden. Für die Befestigung der Decken an den Wandelementen sind daher entkoppelnde Stöße mit den entsprechenden Abdichtungen vorgesehen. Ebenso werden die Elementstöße der Wandsegmente so ausgeführt, dass keine Schallbrücken entstehen (vgl. Kapitel 5 Anschluss- und Detailpunkte für hybride Massivholz-Verbundkonstruktionen).

6.4 Brandschutz

Die Ziele des Brandschutzes sind im Wesentlichen der Schutz von Menschen, Tieren, Gütern, Gebäuden und deren Einrichtung, angrenzender Objekte sowie der Umwelt. Zur Erreichung dieser Ziele müssen Gebäude so konstruiert werden, dass die Entstehung und die Ausbreitung eines Brandes und der damit verbundenen Rauchentwicklung möglichst verhindert wird sowie die Maßnahmen zur Brandbekämpfung, Rettung und Bergung effektiv gestaltet werden können.

Die genauen Anforderungen hierzu regeln die Bauordnungen der Länder. Hier werden, besonders bei Häusern mit mehreren Wohneinheiten, meist nicht brennbare Werkstoffe für tragende Bauteile gefordert. Der Holzbau stellt dabei eine Besonderheit dar, da Holz ohne jeden Zweifel brennt, im Brandfall aber gegenüber den meisten Baustoffen aus nicht brennbaren Materialien größere Sicherheiten aufweist. Gerade aus diesen brandschutztechnischen Gründen werden im industriellen Hochbau (Hallenbau) Holzträger gegenüber Stahlträgern bevorzugt. Demgegenüber hat sich die Gesetzeslage für den Einsatz von Holz im Wohnungsbau erst in den letzten Jahren allmählich verbessert. Nunmehr werden insbesondere für eine im Vergleich zum Massivbau konkurrenzfähige mehrgeschossige Holzbauweise neue Lösungen benötigt, welche dazu beitragen können die aus der „Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise“ (M-HFHolzR) resultierenden grundlegenden konstruktiven Anforderungen in der Baupraxis kostengünstig und fehlertolerant umzusetzen. Auch unter diesem Aspekt bietet die im Rahmen des Forschungsprojektes entwickelte hybride Holzverbundbauweise im Vergleich zur Holzrahmenbauweise schon aufgrund der nicht vorhandenen konstruktionsbedingten Hohlräume entscheidende Vorteile für einen effektiven Brandschutz. Insbesondere die aus massiven Brettstapelelementen mit mineralischer Deckschicht bestehenden hybriden Holzverbundbauteile besitzen einen sehr hohen Feuerwiderstand, da die Deckschichten mit rund 45 mm eine direkte Beflammung des Holzes verhindern. Eine zusätzliche positive Wirkung für den Brandschutz resultiert aus der Verwendung des Anhydrits, da einerseits die gespeicherte Feuchte aus der Raumluft sowie andererseits das chemisch gebundene Wasser bei hoher Wärmeentwicklung verdunstet und dadurch eine kühlende Wirkung ausübt.

Für die Wände und Deckenoberseiten sind der Brandschutz sowie die Rauchdichtigkeit schon aus der Bauart selbst gegeben. Die Deckenunterseiten, welche aus den Brettstapelelementen selbst bestehen, müssen bei der Montage separat geschützt oder auf Brandbeanspruchung bemessen werden. Letzteres ist durch die Zugabe von wenigen Zentimetern zur Holzdicke meist problemlos möglich, da das Holz gleichmäßig mit abnehmender Geschwindigkeit abbrennt. Diese Möglichkeit oder Notwendigkeit besteht aber nur da, wo die Decken holzsichtig eingebaut werden und dann ohnehin in einer anderen Oberflächenqualität hergestellt werden müssen. Für den Standardfall im Wohnungs- oder Bürogebäudebau wird eher eine Unterdecke aus Gipskartonplatten vorgesehen werden, welche zur Aufnahme der Elektroinstallation und der Oberflächengestaltung dient. Der Schutz der Deckenelemente erfolgt dann wie üblich durch die entsprechend den Standard-Details der Hersteller mit Gipskarton und gegebenenfalls zusätzlichen Mineralwolle-dämmplatten, so dass hier Brandschutzklassen bis F90 problemlos realisiert werden können. Für die Rauchdichtigkeit werden die Montagefugen zwischen Decke und Wand mittels geeigneter Dichtungen wie Kompribändern und Überlappungen versehen. Fugen zwischen benachbarten Decken- oder Wandelementen können sehr kostengünstig im Bereich der mineralischen Schichten verspachtelt oder vergossen werden. Die Detailvorschläge im Kapitel 5 Anschluss- und Detailpunkte für hybride Massivholz-Verbundkonstruktionen wurden daher auch unter Berücksichtigung des Brandschutzes entwickelt.

6.5 Zusammenfassung

Auf der Basis der im Forschungsprojekt durchgeführten bauphysikalischen Bewertung der hier vorgestellten hybriden Holzverbund- Wand- und Deckenelemente konnten die gegenüber praxisüblichen Bauweisen vorhandenen Potentiale sowie Vorteile deutlich herausgearbeitet werden. Sowohl die klassischen Berechnungsmethoden der Normenreihe DIN 4108 als auch instationäre Berechnungen unter Zuhilfenahme des numerischen Simulationsprogrammes Delphin zeigen, dass das hybride Wandelement die gesetzlichen Vorgaben und sogar die erhöhten Anforderungen der EnEV 2007 hinsichtlich des Wärmeschutzes erfüllt und eine ausreichende Sicherheit gegenüber einem Ausfall von Tauwasser bietet. Darüber hinaus besitzt das hybride Holzverbundelement aufgrund der insgesamt großen Anhydritdeckschicht- und Brettstapelelement-Oberflächen ein großes Potential hinsichtlich seines Wärme- und Feuchtespeicher- bzw. -puffervermögens, welche in besonders hohem Maße das Raumklima positiv beeinflussen und somit die Wohnqualität stark erhöhen. Nicht zuletzt trägt diese Bauweise zu einem aktiven Klimaschutz bei, da zum einen Energiekosten aufgrund der Wärmespeicherung eingespart werden können und zum anderen durch die Verwendung von Vollholzquerschnitten große Mengen CO₂ gebunden werden können.

Im Rahmen des vorliegenden Projektes konnte auf der Grundlage allgemein geltender Anforderungen und spezieller Untersuchungen sowie mit Hilfe sondierender numerischer Simulationen erste Erkenntnisse zum komplexen bauphysikalischen Verhalten solcher hybrider Verbundbauteile gewonnen werden. Selbstverständlich gibt es in diesem Bereich noch einen weiteren Bedarf an experimentellen Untersuchungen sowie genaueren, weiterführenden Simulationen. Um die instationären, im Zuge einer Gebäudenutzung tatsächlich auftretenden Raumklimaprozesse realitätsnah zu erfassen, ist die Modellierung eines kompletten Systems aus raumabschließenden Elementen, solaren Gewinnen und internen Wärme- und Feuchtequellen unumgänglich.

Durch die hinsichtlich aller bauphysikalischen Belange möglichen synergetischen Kombination sowie Bündelung der Vorteile der natürlichen Materialien Holz und Anhydrit können gerade auf dem bauphysikalischen Sektor sehr positive Ergebnisse erzielt werden. Aufgrund des Einsatzes nachwachsender oder natürlich in unserer Region verfügbarer Baustoffe, wird für die Gewinnung sowie Verarbeitung lediglich ein geringer Sekundärenergiebedarf benötigt, so dass diese Bauweise insgesamt einen aktiver Beitrag zum gesunden Wohnen und zur Bewahrung der Umwelt leisten kann. Die hybride Holzverbund-Bauweise ist somit für die Erstellung von mehrgeschossigen Wohn- und Gewerbebauten sehr gut geeignet, da damit alle bauphysikalischen Anforderungen an derartige Gebäude relativ einfach sowie kostengünstig erfüllt werden können.

7. Projektbezogene Veröffentlichungen

Rautenstrauch, K., Simon, A., Mueller, J. (2009). „Hybriddecken mit Flächenverbund unter oft wiederholter Beanspruchung“, *Bautechnik*, (in Vorbereitung).

Rautenstrauch, K., Schober, K.U., Mueller, J., Jahreis, M. (2009). „Composite action of timber shear walls with natural bonded mineral surface in multi-storey buildings“, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, 42nd meeting of CIB-W18, 24-27 August 2009 Zurich, Switzerland (in Vorbereitung).

8. Schlussbemerkung

Die entwickelte hybride Verbundbauweise kombiniert die positiven Eigenschaften der verwendeten natürlichen Baustoffe in einem gesamtheitlich ökologischen Konzept zur Erstellung mehrgeschossiger Holzbauwerke. Die besten Verbundeigenschaften erzielte der untersuchte Calciumsulfatestrich, angereichert mit wasserglasmodifizierten biogenen Fasern. Die durchgeführten experimentellen Versuche mit großformatigen Wandelementen dienten dabei der Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens als aussteifende Wände im mehrgeschossigen Wohnungsbau. Als Verbundkonstruktion kamen Brettstapelelemente mit Hartholzdübeln und holzfaserbewehrten, mineralischen Deckschichten aus Anhydrit-Fließestrich zum Einsatz. Neben dem direkten Verbund des Anhydrits mit der sägerauen Holzoberfläche wurde durch Aufbringen zusätzlicher Elemente wie Putzschiene, Trapezleisten oder verzinkten Kantenprofilen eine Lagesicherung der Estrichschicht ermöglicht. Dabei konnte ein erheblicher Zuwachs der Wandsteifigkeit von über 350 % bezogen auf das rohe Brettstapelelement erzielt werden. Die Untersuchung großformatiger Deckenelemente mit Flächenverbund erfolgte durch Biegeversuche an Brettstapel-Elementen mit glas- und holzfasermodifizierter Anhydritdeckschicht unter statischer und niederzyklischer Belastung zur Abbildung einer 80-jährigen Nutzungsdauer. Die Beschreibung der Schädigung erfolgte über einen Vergleich der Anfangs- und Endbiegesteifigkeiten. Diese wiederholten Belastungen und Schwingungen besaßen keinen entscheidenden Einfluss auf das Trag-, Verformungs- und Bruchverhalten der entwickelten Plattenelemente, wodurch die gute Eignung für den Einsatz im mehrgeschossigen Holzbau bestätigt wurde.

Die entwickelten Verbundelemente besitzen durch ihre großen speicheraktiven Bauteilmassen ein hohes Potential hinsichtlich der Wärme- und Feuchtespeicherung, die in besonders hohem Maße das Raumklima positiv beeinflussen und somit die Wohnqualität erhöhen. Mittels einer bauphysikalischen Bewertung mit klassischen und instationären Berechnungsmethoden konnte weiterhin die Konkurrenzfähigkeit des entwickelten Systems gegenüber marktüblichen Massiv- oder Leichtbauweisen auf der Basis der EnEV 2007 nachgewiesen werden. Zusätzlich bietet diese ökologische, hybride Holz-Verbund-Bauweise ein erhebliches Potential zur Einsparung von Primärenergie.